



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

**ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΝ
ΕΛΑΦΡΟΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΚΑΝΟΝΙΚΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑ
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ 2 ΚΑΙ 8**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΧΡΥΣΟΥ ΕΛΛΗ

Επιβλέπων: Χρήστος Ζέρης, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής
ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούνιος 2022

Έλλη Χρυσού (2022)

Μεταπτυχιακή Εργασία

ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΝ ΕΛΑΦΡΟΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΝΟΝΙΚΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ 2
ΚΑΙ 8.

Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Elli Chrysou (2022)

Master Thesis

COMPARATIVE DESIGN OF STRUCTURAL LIGHTWEIGHT CONCRETE
STRUCTURES AND NORMAL WEIGHT CONCRETE STRUCTURES ACCORDING
TO EUROCODES 2 AND 8.

Institute of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή.....	6
1.1 Στόχοι και Μεθοδολογία της Εργασίας.....	6
1.2 Δομικό Ελαφροσκυρόδεμα στην Ελλάδα	7
1.3 Ορισμός Ελαφροσκυροδέματος	7
1.4 Ελαφροαδρανή Δομικού ΕΣ.....	7
1.5 Δομή Ελαφροσκυροδέματος	8
2 Κανονιστικό Πλαίσιο	12
2.1 Γενικά.....	12
2.2 Πυκνότητα.....	12
2.3 Εφελκυστική Αντοχή.....	13
2.4 Μέτρο Ελαστικότητας.....	13
2.5 Σχέσεις Τάσης - Παραμόρφωσης.....	13
2.6 Αντοχές Σχεδιασμού.....	14
2.6.1 Θλιπτική Αντοχή Σχεδιασμού.....	14
2.6.2 Εφελκυστική Αντοχή Σχεδιασμού	14
2.7 Περισφιγμένο ΕΣ.....	14
2.8 Ερπυσμός και Συστολή Ξήρανσης.....	15
2.8.1 Συντελεστής Ερπυσμού.....	15
2.8.2 Συντελεστής Συστολής Ξήρανσης	15
2.9 Συντελεστής Θερμικής Διαστολής.....	15
2.10 Επικάλυψη Σκυροδέματος.....	15
2.11 Λεπτομέρειες Οπλισής.....	15
2.11.1 Επιτρεπόμενες Διάμετροι Τυμπάνου Καμπυλούμενων Ράβδων.....	15
2.11.2 Λεπτομέρειες Δομικών Στοιχείων και Ειδικοί Κανόνες.....	16
2.12 Διαθέσιμη Ικανότητα Στροφής.....	16
2.13 Διατμητική Αντοχή	16
2.13.1 Στοιχεία χωρίς Οπλισμό Διάτμησης	16
2.13.2 Στοιχεία με απαίτηση Οπλισμού Διάτμησης.....	16
2.14 Στρέψη.....	17
2.15 Κόπωση	17
3 Σχεδιασμός Κτιρίου.....	18
3.1 Εισαγωγή και Περιγραφή Κτιρίου	18
3.2 Φορτία	18
3.2.1 Μόνιμες Δράσεις.....	18
3.2.2 Μεταβλητές Δράσεις.....	18
3.2.3 Σεισμικές Δράσεις.....	19
3.3 Προσομοίωση του Φορέα.....	19
3.3.1 Περιγραφή Προσομοιωμάτων.....	19
3.3.2 Πλάκες	21
3.3.3 Δοκοί.....	22
3.3.4 Υποστυλώματα.....	22
3.3.5 Συνεργαζόμενο Πλάτος.....	22
3.3.6 Μέτρο Ελαστικότητας.....	22

3.4 Έλεγχος Παραμορφώσεων στην ΟΚΛ.....	23
3.4.1 Ελαστικές Παραμορφώσεις.....	24
3.4.2 Ερπυστικές Παραμορφώσεις.....	27
3.4.3 Ρηγμάτωση.....	32
3.4.4 Αποτελέσματα Ελέγχου Παραμορφώσεων.....	37
3.5 Διερεύνηση Σχέσης Πάχους Πλάκας με Απαιτούμενο Οπλισμό.....	40
3.5.1 Παραδοχές.....	40
3.5.2 Διαδικασία Υπολογισμού.....	41
3.5.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης Ευαισθησίας.....	42
3.6 Σεισμική Ανάλυση.....	45
3.6.1 Παραδοχές.....	45
3.6.2 Οπλισμοί Κάμψης.....	45
3.6.3 Φορτία Σχεδιασμού και Διαστάσεις Δοκών.....	46
3.6.4 Συνδυασμοί Δράσεων.....	47
3.6.5 Δυναμική Φασματική Μέθοδος.....	48
3.6.6 Περιορισμός Σχετικής Παραμόρφωσης Ορόφου.....	53
3.6.7 Έλεγχος Επιρροής Φαινομένων Δεύτερης Τάξης.....	55
3.6.8 Οπλισμοί Κάμψης.....	56
3.6.9 Διάτμηση και Περίσφιξη.....	59
3.6.10 Περίσφιξη.....	60
3.6.11 Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου.....	63
3.6.12 Ανηγγμένη Αξονική Δύναμη Υποστυλωμάτων.....	66
3.7 Τελικά Προσομοιώματα από ΕΣ και ΣΚΒ.....	67
3.8 Σύγκριση Αποτελεσμάτων για προσομοίωμα από ΕΣ και ΣΚΒ.....	68
4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	72
4.1 Εισαγωγή.....	72
4.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση Κτιρίου από Σκυρόδεμα Κανονικού Βάρους.....	72
4.2.1 Διαδικασία Προετοιμασίας Ανάλυσης.....	72
4.2.2 Ορισμός Πλαστικών Αρθρώσεων.....	73
4.2.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	75
4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση Κτιρίου από Ελαφροσκυρόδεμα.....	79
4.3.1 Διαδικασία Προετοιμασίας Ανάλυσης.....	79
4.3.2 Ορισμός Πλαστικών Αρθρώσεων.....	79
4.3.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	79
4.4 Σύγκριση Αποτελεσμάτων.....	85
5 Συμπεράσματα.....	87
6 Βιβλιογραφία.....	89
Παράρτημα Α. Διερεύνηση Σχέσης Πάχους Πλάκας με Οπλισμό.....	90
Παράρτημα Β. Υπολογισμός Ροπών Αντοχής με Μεγέθη Ορθής Έντασης.....	101

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΝ
ΕΛΑΦΡΟΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΝΟΝΙΚΟΥ ΒΑΡΟΥΣ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ 2 ΚΑΙ 8.**

Έλλη Χρυσού

Επιβλέπων: Χρήστος Ζέρης, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής ΕΜΠ

Περίληψη

Η χρήση οπλισμένου ελαφροσκυροδέματος στις κατασκευές αποκτά ιδιαίτερο ενδιαφέρον, λόγω του μικρότερου ίδιου βάρους του φορέα, το οποίο έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη μικρότερων αδρανειακών φορτίων και φορτίων βαρύτητας. Ωστόσο, ένα μειονέκτημα του ελαφροσκυροδέματος που χρήζει ιδιαίτερης σημασίας, είναι το μικρότερο μέτρο ελαστικότητας σε σύγκριση με το σκυρόδεμα κανονικού βάρους. Απόρροια αυτού είναι η αύξηση των οριζόντιων και των κατακόρυφων παραμορφώσεων υπό την επιβολή παρόμοιων φορτίων σχεδιασμού. Επίσης, το ελαφροσκυρόδεμα παρουσιάζει σχετικά μεγαλύτερη ψαθυρότητα, η οποία εκφράζεται μέσω της μειωμένης διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής των μελών, της μειωμένης μέγιστης θλιπτικής παραμόρφωσης αστοχίας και της μειωμένης αντοχής σε συντριβή των λοξών θλιπτήρων.

Βασικός στόχος της εργασίας είναι ο συγκριτικός σχεδιασμός και η σεισμική ανάλυση πενταώροφου κτιρίου με διπλή συμμετρία, για φορέα από ελαφροσκυρόδεμα και από σκυρόδεμα κανονικού βάρους. Έμφαση δίνεται ακόμα στη διερεύνηση της επίδρασης του μοναδιαίου βάρους του ελαφροσκυροδέματος στα μηχανικά χαρακτηριστικά, στο σχεδιασμό και στην απόκριση του κτιρίου από ελαφροσκυρόδεμα. Τα κτίρια από ελαφροσκυρόδεμα και από σκυρόδεμα κανονικού βάρους ελέγχονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και στην οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8.

Επιπρόσθετα, δίνεται προσοχή στις παραμορφώσεις που αναπτύσσονται λόγω φορτίων βαρύτητας, συνυπολογίζοντας τις χρονικά μεταβαλλόμενες παραμορφώσεις και τη ρηγμάτωση. Όσον αφορά τις παραμορφώσεις λόγω εγκάρσιων σεισμικών φορτίων, λαμβάνονται υπόψη μέσω του ελέγχου περιορισμού σχετικής μετακίνησης ορόφων. Έμφαση δίνεται ακόμα στα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής για τη διερεύνηση της ανελαστικής απόκρισης των φορέων και της κατανομής και κατάστασης των πλαστικών αρθρώσεων, με εφαρμογή της μεθόδου ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

MASTER THESIS

**COMPARATIVE DESIGN OF STRUCTURAL LIGHTWEIGHT
CONCRETE STRUCTURES AND NORMAL WEIGHT CONCRETE
STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODES 2 AND 8.**

Elli Chrysou

Supervisor: Christos Zeris, Dr. Civil Engineer, Professor NTUA

Abstract

The use of reinforced lightweight concrete in structures has gained significant interest, due to the lower self-weight of the structure, leading to lower inertial and gravity loads, under imposed earthquake loading. Lightweight concrete exhibits a lower modulus of elasticity compared with the corresponding value of normal weight concrete. This can be a crucial disadvantage, resulting in the development of larger vertical and horizontal displacements under similar design loads. Furthermore, lightweight concrete exhibits considerably higher brittleness than normal weight concrete, which can be depicted in the decreased value of the available element plastic rotation of the members, also in the decreased value of the maximum strain in flexural compression and in the lower shear resistance.

The primary aim is to perform a comparative design of a five-storey building with double symmetry, subjected to gravity and seismic loading, considering both the lightweight and the normal weight concrete construction material. Additionally, significant consideration is given to the investigation of the effect of the plain concrete density on the mechanical properties and on the elastic response of the lightweight concrete structure. Consequently, both types of structures are designed and checked for the purpose of meeting serviceability limit state and ultimate limit state verifications and detailing according to Eurocodes 2 and 8.

Moreover, emphasis is given on the calculated values of the vertical deformations, caused by gravity loads, including time-dependent deformations and cracking, and horizontal deformations caused by transverse seismic loads. The latter are checked not to surpass the maximum interstorey drift limit. Following that, an inelastic static analysis is performed, giving attention specifically to the dynamic properties of each structure for the purpose of investigating the seismic response and the distribution of plastic hinges.

Ευχαριστίες

Με την παρούσα εργασία ολοκληρώνεται ο κύκλος των μεταπτυχιακών σπουδών μου και θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους ανθρώπους που στήριξαν την προσπάθειά μου και συνέβαλαν στην εκπόνησή της. Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου και Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Χρήστο Ζέρη για την επιστημονική κατάρτιση και την πολύτιμη καθοδήγηση που μου παρείχε καθ'όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας καθώς και για την ευκαιρία συνεργασίας με την ανάθεση της συγκεκριμένης διατριβής. Τέλος, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω από καρδιάς την οικογένειά μου για την αδιάκοπη στήριξη και αγάπη.

1 Εισαγωγή

1.1 Στόχοι και Μεθοδολογία της Εργασίας

Ο βασικός στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση των κύριων μεταβολών στα χαρακτηριστικά της απόκρισης φορέων από ελαφροσκυρόδεμα σε σύγκριση με φορείς από σκυρόδεμα κανονικού βάρους. Το τέμνον μέτρο ελαστικότητας του ΕΣ είναι συνάρτηση του μοναδιαίου βάρους, το οποίο πρακτικά σημαίνει ότι, σημαντική μείωση του μοναδιαίου βάρους οδηγεί σε μείωση του μέτρου ελαστικότητας του υλικού. Επακόλουθο είναι η αύξηση των οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων στο φορέα, λόγω σεισμικών φορτίων και φορτίων βαρύτητας. Επομένως, η επίδραση του μοναδιαίου βάρους του ελαφροσκυροδέματος στα μηχανικά χαρακτηριστικά, στο σχεδιασμό και στην απόκριση του φορέα χρήζει διερεύνησης.

Επιπρόσθετα, το μικρό ίδιο βάρος του ΕΣ σε σχέση με το ΣΚΒ, οδηγεί σε σημαντικά μειωμένα αδρανειακά φορτία, λόγω μικρότερης σεισμικής μάζας, καθώς και σε μείωση των φορτίων βαρύτητας. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε μείωση των διαστάσεων των διατομών κατά το σχεδιασμό. Όσον αφορά την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης, ο τρόπος μεταβολής της μπορεί να αποτελέσει ένα ενδιαφέρον αντικείμενο συζήτησης καθώς και η μάζα και η δυσκαμψία, από τις οποίες εξαρτάται, μειώνονται. Συνεπώς, η μεταβολή του μοναδιαίου βάρους του ΕΣ επηρεάζει σημαντικά το σχεδιασμό και την απόκριση της κατασκευής μέσω της επίδρασης που ασκεί στα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού.

Ακολούθως, γίνεται αναφορά στο περιεχόμενο κάθε κεφαλαίου που εξυπηρετεί την περιγραφή της δομής της εργασίας. Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της βιβλιογραφικής διερεύνησης του υλικού, επισημαίνοντας τις κυριότερες διαφορές στη δομή και στα μηχανικά χαρακτηριστικά του ελαφροσκυροδέματος με το σκυρόδεμα κανονικού βάρους, για την πληρέστερη κατανόηση της συμπεριφοράς του ΕΣ. Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι βασικότερες, ειδικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 που αφορούν στο ΕΣ και χρησιμοποιούνται στην εργασία.

Το τρίτο μέρος αφορά στο συγκριτικό σχεδιασμό και ανάλυση ενός πενταώροφου κτιρίου με διπλή συμμετρία, για ΣΚΒ και για ΕΣ ως υλικό κατασκευής, σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 2 και 8. Για τις ελαστικές αναλύσεις των προσομοιωμάτων από ελαφροσκυρόδεμα, το ειδικό βάρος του υλικού μεταβάλλεται με τιμές από 14 έως 18 kN/m³. Μεταβαλλόμενο μέγεθος για όλα τα προσομοιώματα αποτελεί επίσης το πάχος πλάκας που λαμβάνει τις τιμές 18, 20 και 22 cm.

Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι των κατακόρυφων μετακινήσεων των πλακών του κτιρίου από ΕΣ και ΣΚΒ στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Ακολούθως, εκτελούνται οι έλεγχοι των κτιρίων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και επιλέγεται το «βέλτιστο» προσομοίωμα από ΕΣ, που αντιστοιχεί σε συγκεκριμένο συνδυασμό ειδικού βάρους και πάχους πλάκας. Για τα τελικά προσομοιώματα από σκυρόδεμα κανονικού βάρους και ελαφροσκυρόδεμα γίνεται σύγκριση ως προς τα βασικά τους χαρακτηριστικά.

Για μία πιο αναλυτική διερεύνηση της σχέσης των οπλισμών μίας τυπικής πλάκας από ΕΣ και από ΣΚΒ με το πάχος της, εκτελείται ανάλυση ευαισθησίας με μεταβαλλόμενα μεγέθη το ειδικό βάρος ΕΣ, το πάχος πλάκας, τα επιβαλλόμενα κινητά φορτία και τις διαστάσεις του μέλους, αγνοώντας τους ελέγχους παραμορφώσεων.

Στο τέταρτο μέρος της εργασίας εφαρμόζεται η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ, που προέκυψαν βάσει των ελέγχων σε ΟΚΑ και ΟΚΑ του τρίτου κεφαλαίου. Πιο ειδικά, υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας, το σημείο επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και μελετάται η

κατανομή και η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων. Σημειώνεται ακόμη ότι γίνεται ο έλεγχος των σταθμών επιτελεσματικότητας σε επίπεδο μέλους για τα δυσμενέστερα μέλη των φορέων. Στο πέμπτο μέρος της εργασίας παρουσιάζονται τα συμπεράσματα με βάση τα αποτελέσματα των προηγούμενων κεφαλαίων.

1.2 Δομικό Ελαφροσκυρόδεμα στην Ελλάδα

Για το δομικό ελαφροσκυρόδεμα στην Ελλάδα χρησιμοποιείται κυρίως η κίσηρη ως αδρανές. Η κίσηρη ή ελαφρόπετρα είναι ένα ηφαιστιογενές πέτρωμα, που συναντάται συχνά στα νησιά Γυαλί, Θήρα, Νίσυρο και Μήλο. Η κίσηρη δημιουργείται μετά από την ταχεία πήξη της λάβας, που έχει ως αποτέλεσμα τον εγκλωβισμό φυσαλίδων αέρα. Ένα χαρακτηριστικό της κίσηρης, που χρήζει ιδιαίτερης σημασίας, είναι η ικανότητα της να συγκρατεί νερό, λόγω της πορώδους φύσης της. Ένα μειονέκτημα του ΕΣ με κίσηρη ως ελαφροαδρανές είναι ότι λόγω του υψηλού πορώδους δύναται να προκληθεί διάβρωση [9]. Επίσης, έχει χαμηλή φαινόμενη πυκνότητα, περίπου $300 - 800 \text{ kg/m}^3$ και χαρακτηρίζεται από μεγάλη θερμομονωτική και ηχομονωτική ικανότητα και υδατοαπορροφητικότητα. Σημειώνεται ακόμη ότι, στην Ελλάδα έχουν επιτευχθεί ΕΣ με κίσηρη με μέγιστη θλιπτική αντοχή μεταξύ 30 με 35 MPa, πυκνότητα ελαφροσκυροδέματος ίση με 1500 kg/m^3 και τιμή του μέτρου ελαστικότητας ίση με 11 GPa [8].

1.3 Ορισμός Ελαφροσκυροδέματος

Οι ορισμοί που δίνονται στους περισσότερους κανονισμούς για το ελαφροσκυρόδεμα σχετίζονται άμεσα με τον τύπο και την πυκνότητα του αδρανούς καθώς και από την πυκνότητα του ΕΣ. Σύμφωνα με τον EN 206-1, το ελαφροσκυρόδεμα ορίζεται ως το σκυρόδεμα που έχει ξηρή πυκνότητα σε κλίβανο με τιμή μεγαλύτερη από 800 kg/m^3 και δεν υπερβαίνει τα 2200 kg/m^3 . Συγκρίνοντας την πυκνότητα του ελαφροσκυροδέματος με την πυκνότητα σκυροδέματος κανονικού βάρους, η ξηρή σε κλίβανο πυκνότητα του ΣΚΒ είναι μεγαλύτερη από 2000 kg/m^3 , ενώ δεν υπερβαίνει την τιμή 2600 kg/m^3 .

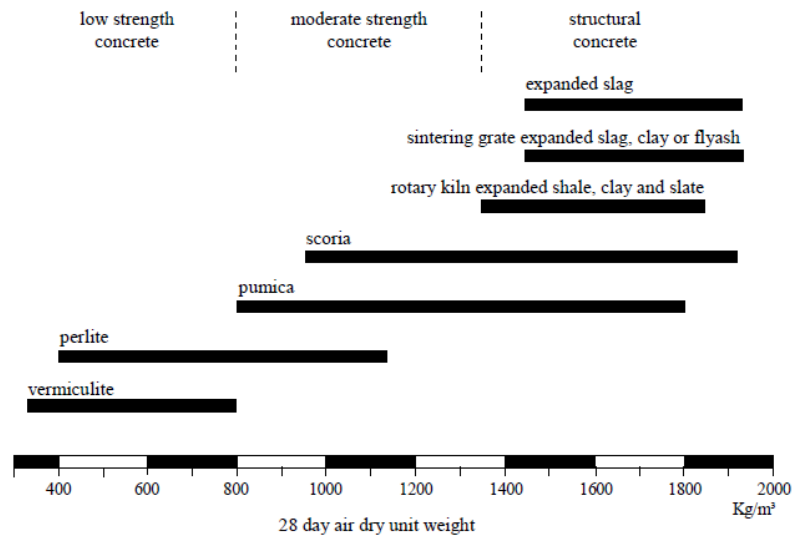
Σύμφωνα με το ίδιο πρότυπο [9], ορίζεται μία τιμή ίση με 1200 kg/m^3 ως ανώτατο όριο για το φαινόμενο βάρος των ελαφροβαρών αδρανών, ή *ελαφρών αδρανών*, καθώς και μία τιμή ίση με 2000 kg/m^3 ως ανώτατο όριο για την ξηρή πυκνότητα ελαφροαδρανών μεταλλικής προέλευσης. Τα ελαφρά αδρανή κατηγοριοποιούνται σε αδρανή φυσικής προέλευσης, όπως η κίσηρη, τεχνητά ή βιομηχανικά καθώς και αδρανή που προέρχονται από ανακύκλωση.

Η παραγωγή ΕΣ καθίσταται δυνατή με αντικατάσταση είτε μέρους είτε του συνόλου, των αδρανών κανονικού βάρους ή αλλιώς *συνήθων αδρανών*, με ελαφρά αδρανή και αποτελεί την πιο κοινή μέθοδο μείωσης της πυκνότητας του σκυροδέματος. Η αντικατάσταση του συνόλου των συνήθων αδρανών με ελαφρά αδρανή οδηγεί στην παραγωγή σκυροδεμάτων πολύ χαμηλής πυκνότητας με ακόμα πιο έντονα ψαθυρή συμπεριφορά [8].

1.4 Ελαφροαδρανή Δομικού ΕΣ

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η κατηγοριοποίηση των αδρανών με βάση το ειδικό βάρος, όπως προτείνεται από τον Ásgeirsson (1994) [4]. Από το Σχήμα 1.1 φαίνεται ότι τα κατάλληλα αδρανή για την παραγωγή δομικού ΕΣ είναι η κίσηρη, η σκωρία, ο διογκωμένος σχιστόλιθος, η διογκωμένη άργιλος και η διογκωμένη σκωρία, με ειδικό βάρος που

κυμαίνεται από 1360 έως 1950 kg/m³ περίπου, ανάλογα με το είδος των ελαφροαδρανών [2].



Σχήμα 1.1. Ταξινόμηση ΕΣ με βάση το ειδικό βάρος και το είδος του ελαφροαδρανούς [4].

Στην § 1.5 του ACI 213 R-87 δίνεται ένας διαφορετικός ορισμός για το δομικό ΕΣ, σύμφωνα με τον οποίο, ως δομικό ΕΣ ορίζεται το σκυρόδεμα που παράγεται από ελαφρά αδρανή, με ξηρή πυκνότητα στις 28 ημέρες να κυμαίνεται συνήθως μεταξύ των τιμών 1440 - 1850 kg/m³ και με θλιπτική αντοχή μεγαλύτερη από 17.2 MPa. Σημειώνεται ακόμα ότι, αν και χρησιμοποιείται συχνά δομικό ΕΣ με ξηρή πυκνότητα μεταξύ 1450 με 1600 kg/m³, στις περισσότερες κατασκευές από ΕΣ η ξηρή πυκνότητα λαμβάνει τιμές μεταξύ 1600 με 1760 kg/m³ [1]. Με βάση την εμπειρία στην Ελλάδα, το ελάχιστο ειδικό βάρος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως δομικό είναι 1400 kg/m³, με θλιπτική αντοχή της τάξης των 20 MPa να είναι εφικτή για τιμή του ειδικού βάρους ΕΣ ίση με 1400-1500 kg/m³ περίπου [16].

1.5 Δομή Ελαφροσκυροδέματος

Αρχικά, παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελαφροβαρών αδρανών συγκριτικά με των συνήθων αδρανών στον

. Παρατηρείται ότι υπάρχουν σημαντικές διαφοροποιήσεις στο μέτρο ελαστικότητας, στη θλιπτική και στην εφελκυστική αντοχή, με τα ελαφροβαρή αδρανή να εμφανίζουν πολύ μεγαλύτερες τιμές για όλα τα μεγέθη.

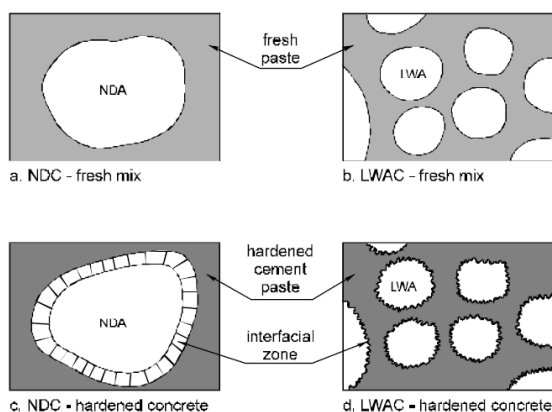
Πίνακας 1.1. Σύγκριση μηχανικών χαρακτηριστικών συνήθων και ελαφρών αδρανών [18].

Ιδιότητα	Συνήθη Αδρανή	Ελαφρά Αδρανή
Μέτρο Ελαστικότητας (MPa)	34·10 ³ ~ 70·10 ³	3·10 ³ ~ 10·10 ³
Αντοχή σε Θλίψη (MPa)	70 ~ 150	4 ~ 5
Αντοχή σε Εφελκυσμό (MPa)	1.3 ~ 1.5	0.3 ~ 0.7

Επακόλουθο των διαφοροποιήσεων στα μηχανικά χαρακτηριστικά των αδρανών, είναι η εμφάνιση διαφορών στο μηχανισμό αστοχίας σκυροδέματος που περιέχει συνήθη ή ελαφροβαρή αδρανή. Η κατανόηση των διαφορών, που αφορούν στο μηχανισμό αστοχίας και στη δομή των υλικών, είναι απαραίτητη για την πληρέστερη κατανόηση της συμπεριφοράς του ΕΣ και παράλληλα, για τη σύγκριση του με το ΣΚΒ.

Με τη θεώρηση μεσοσκοπικής κλίμακας, δηλαδή σε μεγέθη χιλιοστού μέχρι μερικών εκατοστών, το σκυρόδεμα μπορεί προσομοιωθεί ως ένα διφασικό υλικό, που αποτελείται από τους κόκκους των αδρανών και το σκληρυμένο τσιμεντοπολτό, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.2. Οι μηχανικές ιδιότητες κάθε υλικού εξαρτώνται από τις μηχανικές ιδιότητες κάθε φάσης [8].

Το ΣΚΒ περιέχει αδρανή που συνήθως έχουν μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας και θλιπτική αντοχή από τον τσιμεντοπολτό [18], το οποίο επηρεάζει την κατανομή των τάσεων, τις θέσεις των αρχικών ρηγματώσεων και τελικά τη μορφή θραύσης του σκυροδέματος. Πιο ειδικά, τα σωματίδια του αδρανούς αναλαμβάνουν μεγαλύτερη τάση, λόγω μεγαλύτερου μέτρου ελαστικότητας. Η διαφορά δυσκαμψίας συμβάλλει στη δημιουργία εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων, οι οποίες ασκούνται στη διεπιφάνεια του αδρανούς με τον τσιμεντοπολτό. Επιπρόσθετα, η διαφορά του λόγου Poisson μπορεί να συμβάλλει στην αύξηση των εγκάρσιων, εφελκυστικών τάσεων, ενώ η γωνιακότητα των σωματιδίων του αδρανούς δημιουργεί τοπικές συγκεντρώσεις τάσεων.



Σχήμα 1.2. Διαφορές στη δομή από ΕΣ και από σκυρόδεμα συνήθους πυκνότητας σε μεσοσκοπική κλίμακα, όπου α. νωπό σκυρόδεμα, β. νωπό ΕΣ, γ. σκληρυμένο σκυρόδεμα και δ. σκληρυμένο ΕΣ [8].

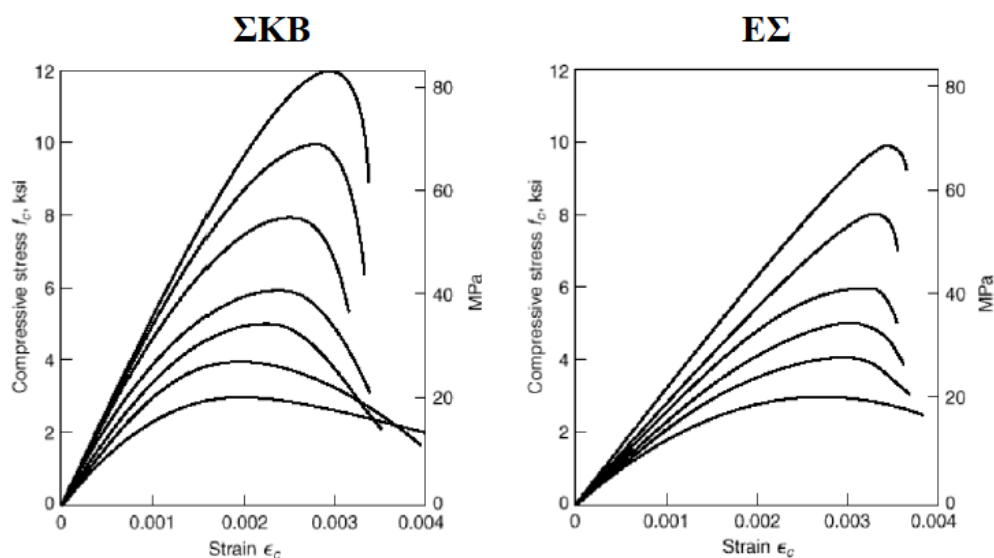
Σε σκυροδέματα κανονικού βάρους χαμηλής αντοχής, η διεπιφανειακή ζώνη μεταξύ αδρανούς και τσιμέντου έχει μικρότερη αντοχή και μέτρο ελαστικότητας από τον τσιμεντοπολτό. Κατά συνέπεια, σε μεσοσκοπική κλίμακα μπορεί να θεωρηθεί ένα τρίτο υλικό προσομοίωσης του σκυροδέματος [14]. Η μεταβατική ζώνη ρηγματώνεται σε σχετικά μικρές εξωτερικές τάσεις, λόγω του διαφορετικού μέτρου ελαστικότητας των αδρανών και του τσιμεντοπολτού. Επομένως, έχει μικρότερη αντοχή από τις άλλες δύο φάσεις. Καθώς η τάση αυξάνεται, η ζώνη αυτή θα εμφανίζει κατανεμημένη μικρορηγματώση με σταδιακή αύξηση του πλάτους της. Η καθολική αύξηση της τάσης συνεπάγεται ότι η ελαστική ενέργεια καταναλώνεται για το σχηματισμό μικρορηγματώσεων με συνέπεια το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων να αποκλίνει από τη γραμμικότητα.

Οι διαφορές στην αντοχή και στο μέτρο ελαστικότητας των τριών υλικών είναι υπεύθυνες για τον ετερογενή χαρακτήρα του σκυροδέματος κανονικού βάρους για μεσοσκοπική κλίμακα. Από την ετερογένεια του υλικού εξαρτώνται κατά κύριο λόγο τα μηχανικά χαρακτηριστικά και η μορφή αστοχίας του υλικού. Ωστόσο, η ετερογένεια αυτή

τείνει να μειώνεται, καθώς μειώνονται οι διαφορές στη αντοχή και στο μέτρο ελαστικότητας μεταξύ των τριών υλικών. Στο ελαφροσκυρόδεμα, αυτές οι διαφορές είναι σχεδόν αμελητέες με την αντοχή των αδρανών να είναι ίδια τάξη μεγέθους με την αντοχή του τσιμεντοπολτού. Επίσης, η μεταβατική ζώνη δεν έχει τη μικρότερη αντοχή, όπως ίσχυε στο ΣΚΒ, το οποίο επιδρά σημαντικά στα κυριότερα χαρακτηριστικά του ΕΣ, όπως στα μηχανικά χαρακτηριστικά, στη μορφή αστοχίας, στην ευθραυστότητα, στη διαπερατότητα και στην αντοχή του.

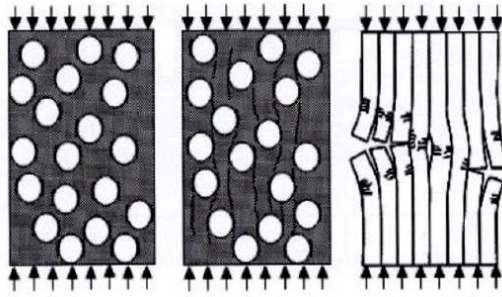
Επιπρόσθετα, το μέτρο ελαστικότητας του σκληρυμένου τσιμεντοπολτού είναι της ίδιας τάξης με των αδρανών, με αποτέλεσμα να εμφανίζεται περισσότερο ομοιόμορφη κατανομή τάσεων σε σχέση με το ΣΚΒ. Ο σκληρυμένος τσιμεντοπολτός έχει μεγαλύτερη αντοχή από την επιφανειακή ζώνη, το οποίο συνεπάγεται την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων σε αυτόν. Επισημαίνεται ακόμη ότι, τα ελαφροαδρανή έχουν σημαντικά μειωμένη αντοχή και ανθεκτικότητα σε θραύση σε σχέση με των συνήθων αδρανών, το οποίο συντελεί στη μειωμένη ικανότητα παραλαβής ρηγματώσεων.

Ιδιαίτερης σημασίας χρήζει επίσης το γεγονός ότι, οι αρχικές ρηγματώσεις εμφανίζονται σε σχετικά υψηλές τάσεις λόγω της ελαστικής συμβατότητας μεταξύ των υλικών. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι, όταν σχηματιστεί μία ρωγμή στον τσιμεντοπολτό ή στο ελαφροαδρανή, η ρωγμή θα έχει την τάση να διέλθει μέσα από τα σωματίδια του ελαφροαδρανούς και όχι μέσα από την επιφανειακή ζώνη, σε αντίθεση με το ΣΚΒ. Κατά συνέπεια, στο ΕΣ, αναπτύσσονται λίγες και κυρίαρχες, διακριτές ρωγμές, ενώ στο ΣΚΒ, αναπτύσσονται πολλές και αμελητέες μικρορηγματώσεις στην επιφανειακή ζώνη. Άρα, είναι σαφές γιατί το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων του ΕΣ είναι σχεδόν γραμμικό και επέρχεται ξαφνική αστοχία, βλ. Σχήμα 1.3.

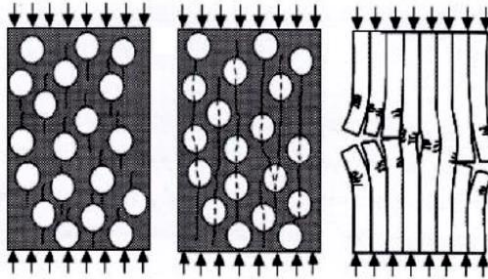


Σχήμα 1.3. Διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων $\sigma - \epsilon$ για ΣΚΒ, αριστερά και για ΕΣ, δεξιά [18].

Συνεπώς, ο μηχανισμός αστοχίας του ΕΣ καθορίζεται κυρίως από την ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων λόγω των σχεδόν αμελητέων διαφορών των ακαμψιών των τριών υλικών και στη βελτιωμένη, από άποψη αντοχής, επιφανειακή ζώνη και τη μικρή αντοχή και ανθεκτικότητα σε θραύση των ελαφροαδρανών. Στο Σχήμα 1.4 και στο Σχήμα 1.5, απεικονίζονται οι θέσεις ανάπτυξης των ρηγματώσεων.



Σχήμα 1.4. Διαδοχικές φάσεις ρηγμάτωσης σε προσομοίωμα από ΣΚΒ μέχρι την αστοχία [8].



Σχήμα 1.5. Διαδοχικές φάσεις ρηγμάτωσης σε προσομοίωμα από ΕΣ μέχρι την αστοχία [8].

Στο ΣΚΒ, παρατηρείται ανάπτυξη και στη συνέχεια συνένωση των ρωγμών για τη δημιουργία κατακόρυφων στύλων υλικού μέχρι τον αποχωρισμό τους, που θα επιφέρει την αστοχία. Αντίθετα, στο ΕΣ, οι ρωγμές δεν παρακάμπτουν αλλά διαπερνούν τα αδρανή, που έχουν μικρότερο μέτρο ελαστικότητας από τον τσιμεντοπολτό. Τελικά, οι ρωγμές συνενώνονται και δημιουργούν κατακόρυφους στύλους, όπως στο ΣΚΒ, έως ότου επέλθει η αστοχία.

2 Κανονιστικό Πλαίσιο

2.1 Γενικά

Παρουσιάζονται οι κυριότερες, ειδικές διατάξεις του κεφαλαίου 11 του Ευρωκώδικα 2 για το ΕΣ, οι οποίες χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία. Στο Σχήμα 2.1 απεικονίζονται συγκεντρωτικά τα χαρακτηριστικά των αντοχών και παραμορφώσεων για το ΕΣ σύμφωνα με τον πίνακα 11.3.1 του EC2 [12].

Κατηγορίες αντοχών ελαφροσκυροδέματος													Αναλυτική σχέση / επεξήγηση	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{ck,calc}$	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{cm} (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Για $f_{ck} \geq 20$ MPa $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	$f_{ctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$												$\eta_1 = 0,40 + 0,80\rho/2200$	
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	$f_{ctk,0.05} = f_{ctk,0.05} \cdot \eta_1$												κάτω όριο 5%	
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	$f_{ctk,0.95} = f_{ctk,0.95} \cdot \eta_1$												άνω όριο 95%	
E_{cm} (GPa)	$E_{cm} = E_{cm} \cdot \eta_E$												$\eta_E = (\rho/2200)^2$	
ϵ_{ct1} (‰)	$k f_{ctm} / (E_{cm} \cdot \eta_E)$ $k = 1,1$ για ελαφροσκυροδέμα με άμμο												βλέπε Σχήμα 3.2	
ϵ_{cu1} (‰)	ϵ_{ct1}												βλέπε Σχήμα 3.2	
ϵ_{ic2} (‰)	2,0				2,2				2,3	2,4	2,5			βλέπε Σχήμα 3.3
ϵ_{iu2} (‰)	$3,5 \eta_1$				$3,1\eta_1$				$2,9\eta_1$	$2,7\eta_1$	$2,6\eta_1$			βλέπε Σχήμα 3.3 $ \epsilon_{iu2} > \epsilon_{ic2} $
n	2,0				1,75				1,6	1,45	1,4			
ϵ_{ic3} (‰)	1,75				1,8				1,9	2,0	2,2			βλέπε Σχήμα 3.4
ϵ_{iu3} (‰)	$3,5\eta_1$				$3,1\eta_1$				$2,9\eta_1$	$2,7\eta_1$	$2,6\eta_1$			βλέπε Σχήμα 3.4 $ \epsilon_{iu3} > \epsilon_{ic3} $

Σχήμα 2.1. Χαρακτηριστικά αντοχών και παραμορφώσεων ΕΣ.

2.2 Πυκνότητα

Στο EN 206-1, το ΕΣ κατηγοριοποιείται ανάλογα με την πυκνότητα μετά από ξήρανση σε κλίβανο, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.1 [9].

Πίνακας 2.1. Κατηγορίες πυκνότητας και αντίστοιχες πυκνότητες σχεδιασμού του ελαφροσκυροδέματος σύμφωνα με τον EN 206-1 [9].

Κατηγορία Πυκνότητας	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
Πυκνότητα (kg/m ³)	801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Αοπλο Σκυρόδεμα	1050	1250	1450	1650	1850	2050

Πυκνότητα Σχεδιασμού (kg/m ³)	Οπλισμένο Σκυρόδεμα	1150	1350	1550	1750	1950	2150
--	---------------------	------	------	------	------	------	------

2.3 Εφελκυστική Αντοχή

Η εφελκυστική αντοχή του ΕΣ μπορεί να ληφθεί με πολλαπλασιασμό της τιμής f_{ct} , που δίνεται από τον πίνακα 3.1 του EC2, με το συντελεστή

$$\eta_1 = 0.4 + 0.6 \cdot \frac{\rho}{2200}, \quad (2.1)$$

όπου ρ είναι το άνω όριο της πυκνότητας μετά από ξήρανση σε κλίβανο για την αντίστοιχη κατηγορία σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1.

2.4 Μέτρο Ελαστικότητας

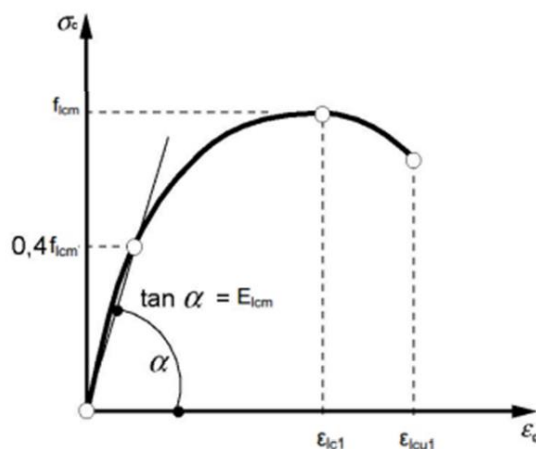
Μία εκτίμηση των μέσων τιμών του επιβατικού μέτρου ελαστικότητας E_{lcm} για το ΕΣ μπορεί να ληφθεί με πολλαπλασιασμό των τιμών του πίνακα 3.1 του EC2 για σκυρόδεμα κανονικού βάρους, με τον συντελεστή που ακολουθεί,

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2, \quad (2.2)$$

όπου ρ όπως ορίζεται στην § 2.3. Στον κανονισμό επισημαίνεται ακόμη ότι, όπου χρειάζονται πιο ακριβή δεδομένα, π.χ. όταν οι βυθίσεις θεωρούνται πολύ σημαντικές, προτείνεται η διεξαγωγή πειραματικών δοκιμών για τον καθορισμό των τιμών του E_{lcm} σύμφωνα με το ISO 6784.

2.5 Σχέσεις Τάσης - Παραμόρφωσης

Για τη μη-γραμμική ανάλυση ή για τον υπολογισμό φαινομένων δευτέρας τάξεως μπορεί να χρησιμοποιηθεί το διάγραμμα που απεικονίζεται στο Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2. Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης για το ΕΣ, σύμφωνα με τον EC2 [12].

Το διάγραμμα περιγράφεται από τη σχέση,

$$\frac{\sigma_c}{f_{lcm}} = \frac{(k \cdot \eta - \eta^2)^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \quad (2.3)$$

όπου η δίνεται από το λόγο $\varepsilon_c / \varepsilon_{lc1}$, ε_{lc1} είναι η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην κορυφή της τάσης και ισούται με $\varepsilon_{lc1} = k_1 \cdot f_{lcm} / E_{lcm}$, με $k_1 = 1.1$ για ΕΣ με άμμο. Η τιμή του k είναι ίση με $1.05 \cdot (E_{lcm} \cdot |\varepsilon_{lc1}|) / f_{lcm}$, όπου f_{lcm} δίνεται από τη σχέση $f_{lcm} = f_{lck} + 8$ (MPa), για $f_{lck} \geq 20$ MPa. Ακόμα, ισχύει ότι $\varepsilon_{lcu1} = \varepsilon_{lc1}$, άρα δεν υπάρχει φθίνοντας κλάδος στο διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων, το οποίο οφείλεται στη μεγάλη ψαθυρότητα του ΕΣ. Για χρήση των τιμών των παραμορφώσεων ε_{lc2} και ε_{lcu2} , αυτές είναι ίσες με 2 ‰ και $3.5 \cdot \eta_1$ ‰ για $f_{lck} \leq 50$ MPa, όπου ο συντελεστής η_1 ορίστηκε στην § 2.3.

2.6 Αντοχές Σχεδιασμού

2.6.1 Θλιπτική Αντοχή Σχεδιασμού

Η τιμή της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού ορίζεται ως,

$$f_{lcd} = a_{lcc} \cdot \left(\frac{f_{lck}}{\gamma_c} \right), \quad (2.4)$$

όπου f_{lck} είναι η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη, a_{lcc} είναι ίσο με την τιμή 0.85 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα και η τιμή του επιμέρους συντελεστή ασφαλείας γ_c είναι 1.5.

2.6.2 Εφελκυστική Αντοχή Σχεδιασμού

Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού ορίζεται ως,

$$f_{lctd} = a_{lct} \cdot \left(\frac{f_{lctk}}{\gamma_c} \right), \quad (2.5)$$

όπου f_{lctk} είναι η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό, a_{lct} είναι ίσο με την τιμή 0.85, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, και η τιμή του επιμέρους συντελεστή ασφαλείας γ_c λαμβάνεται όπως στην § 2.6.1, σύμφωνα με την § 2.4.2.4 (1) του EC2.

2.7 Περισφιγμένο ΕΣ

Σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμα περισσότερα δεδομένα, η σχέση τάσης - παραμόρφωσης του σχήματος 3.6 του EC2, μπορεί να χρησιμοποιηθεί με αύξηση της χαρακτηριστικής αντοχής και των παραμορφώσεων σύμφωνα με τις σχέσεις,

$$f_{lck,c} = f_{lck} \cdot \left(1.0 + k \cdot \frac{\sigma_2}{f_{lck}} \right), \quad (2.6)$$

όπου $k = 1.1$ για ΕΣ με άμμο,

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} \cdot \left(\frac{f_{lck,c}}{f_{lck}} \right)^2, \quad (2.7)$$

και

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0.2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{lck}}, \quad (2.8)$$

όπου οι παραμορφώσεις ε_{lc2} και ε_{lcu2} ορίστηκαν στην § 2.5.

2.8 Ερπυσμός και Συστολή Ξήρανσης

2.8.1 Συντελεστής Ερπυσμού

Ο συντελεστής ερπυσμού μπορεί να λαμβάνεται ίσος με την τιμή του συντελεστή σκυροδέματος κανονικού βάρους πολλαπλασιασμένο με το συντελεστή $(\rho/2200)^2$. Οι ερπυστικές παραμορφώσεις που προκύπτουν πρέπει να πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή η_2 , που δίνεται από τη σχέση,

$$\begin{aligned} \eta_2 &= 1.3 \text{ για } f_{lck} \leq 16 \text{ MPa}, \\ &= 1.0 \text{ για } f_{lck} \geq 20 \text{ MPa}, \end{aligned} \quad (2.9)$$

2.8.2 Συντελεστής Συστολής Ξήρανσης

Οι τελικές τιμές της συστολής ξήρανσης μπορούν να λαμβάνονται με πολλαπλασιασμό των τιμών συστολής ξήρανσης για σκυρόδεμα κανονικού βάρους με το συντελεστή η_3 , που δίνεται από τη σχέση,

$$\begin{aligned} \eta_3 &= 1.5 \text{ για } f_{lck} \leq 16 \text{ MPa}, \\ &= 1.2 \text{ για } f_{lck} \geq 20 \text{ MPa}, \end{aligned} \quad (2.10)$$

2.9 Συντελεστής Θερμικής Διαστολής

Ο συντελεστής θερμικής διαστολής του ΕΣ εξαρτάται από τον τύπο των ελαφροαδρανών που χρησιμοποιούνται και κυμαίνεται σε ένα εύρος τιμών από $4 \cdot 10^{-6}$ έως $14 \cdot 10^{-6}/K$. Για το σχεδιασμό, σε περιπτώσεις που η θερμική διαστολή δεν είναι μεγάλης σημασίας, ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με $8 \cdot 10^{-6}/K$. Σημειώνεται ακόμη ότι, στο σχεδιασμό δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη οι διαφορές μεταξύ των συντελεστών θερμικής διαστολής του χάλυβα και του ΕΣ.

2.10 Επικάλυψη Σκυροδέματος

Οι τιμές της ελάχιστης επικάλυψης, που δίνονται στον πίνακα 4.2 του EC2 και ισχύουν για ΣΚΒ πρέπει να αυξάνονται κατά 5 mm για την ελάχιστη επικάλυψη του ΕΣ.

2.11 Λεπτομέρειες Όπλισης

2.11.1 Επιτρεπόμενες Διάμετροι Τυμπάνου Καμπυλούμενων Ράβδων

Οι επιτρεπόμενες διαμέτροι τυμπάνου για καμπυλούμενες ράβδους πρέπει να αυξάνονται κατά 50 % σε σχέση με τις τιμές που αντιστοιχούν στο ΣΚΒ.

2.11.2 Λεπτομέρειες Δομικών Στοιχείων και Ειδικοί Κανόνες

Η μέγιστη τιμή της διαμέτρου των ράβδων οπλισμού, που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ΕΣ, είναι 32 mm. Επίσης, οι δέσμες ράβδων δεν πρέπει να αποτελούνται από περισσότερες από δύο ράβδους και η ισοδύναμη διάμετρος δεν πρέπει να ξεπερνάει τα 45 mm.

2.12 Διαθέσιμη Ικανότητα Στροφής

Για το ΕΣ, η τιμή του $\theta_{pl,d}$ πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το μειωτικό συντελεστή $\varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu1}$.

2.13 Διατμητική Αντοχή

2.13.1 Στοιχεία χωρίς Οπλισμό Διάτμησης

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής στοιχείου από ΕΣ για το οποίο δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης είναι $V_{Rd,c}$ και δίνεται από τη σχέση που ακολουθεί.

$$V_{Rd,c} = [C_{IRd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad (2.11)$$

και πρέπει

$$V_{Rd,c} \geq (\eta_1 \cdot v_{l,min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

όπου η_1 ορίστηκε στη § 2.3, f_{ck} σε MPa, όπως ορίστηκε στην § 2.6.1, ως σ_{cp} ορίζεται η μέση τιμή θλιπτική τάσης της διατομής λόγω αξονικής δύναμης και προέντασης σε MPa, όπου $\sigma_{cp} < 0.2 \cdot f_{cd}$ και $\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d \leq 0.02$ με A_{sl} τον οπλισμό εφελκυσμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq (l_{bd} + d)$ πέραν της εξεταζόμενης διατομής. Επίσης, d και b_w είναι το στατικό ύψος και το πάχος κορμού της διατομής.

Για το ΕΣ, οι τιμές k_1 , C_{IRdc} και $v_{l,min}$ ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα και σύμφωνα με αυτό, χρησιμοποιούνται οι τιμές του EC2, δηλαδή $k_1 = 0.15$, $C_{IRdc} = 0.15/\gamma_c$, $v_{l,min} = 0.028 \cdot (k^{3/2}) \cdot (f_{ck}^{1/2})$. Για το ΣΚΒ, ο C_{IRdc} ισούται με $0.18/\gamma_c$, ο $v_{l,min}$ ισούται με $0.035 \cdot (k^{3/2}) \cdot (f_{ck}^{1/2})$, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα.

2.13.2 Στοιχεία με απαίτηση Οπλισμού Διάτμησης

Ο υπολογισμός οπλισμού διάτμησης στη διατομή απαιτείται όταν ισχύουν ταυτόχρονα οι σχέσεις $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ και $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$, όπου $V_{Rd,c}$ όπως ορίστηκε στην § 2.13.1, V_{Ed} είναι η τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού και $V_{Rd,max}$ η τιμή της τέμνουσας αντοχής που αντιστοιχεί σε περιορισμό λοξής θλίψης στον κορμό. Σύμφωνα με την § 6.2.3 του EC2, η $V_{Rd,max}$ δίνεται από τη σχέση,

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta), \quad (2.12)$$

όπου $a_{cw} = 1$, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα και f_{cd} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος. Στη συνέχεια, ορίζεται ο μειωτικός συντελεστής v_1 με βάση τη σχέση,

$$v_1 = 0.5 \cdot \left(1 - \frac{f_{lck}}{250}\right), \quad (2.13)$$

όπου f_{lck} σε ΜΡα ορίζεται στην § 2.6.1. Για το ΣΚΒ ο μειωτικό συντελεστής ορίζεται από τη σχέση,

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (2.14)$$

όπου f_{ck} σε ΜΡα.

Επισημαίνεται ότι η μείωση του v_1 μειώνει αναλογικά την $V_{Rd,max}$.

2.14 Στρέψη

Ο συντελεστής v αντικαθίσταται από το συντελεστή v_1 για το ΕΣ, σύμφωνα με τη σχέση § 2.13.2.

2.15 Κόπωση

Για τον έλεγχο έναντι κοπώσεως δομικών στοιχείων από ΕΣ χρειάζεται ειδική θεώρηση καθώς πρέπει να γίνεται αναφορά στην Ευρωπαϊκή Τεχνική Έγκριση.

3 Σχεδιασμός Κτιρίου

3.1 Εισαγωγή και Περιγραφή Κτιρίου

Η ανάλυση πραγματοποιείται για μία πενταώροφη κατασκευή με χρήση γραφείων. Η κατασκευή είναι συμμετρική κατά τις κύριες διευθύνσεις, X και Y , έχει τρία ανοίγματα αξονικής απόστασης 6 μέτρων το καθένα και ύψος ορόφου ίσο με 3 m. Ο φορέας σχεδιάζεται τόσο για υλικό κατασκευής από φέρον ελαφροσκυρόδεμα όσο και για σκυρόδεμα κανονικού βάρους, σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 2 και 8, [12,13]. Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή για κάθε περίπτωση υλικού, ΕΣ και ΣΚΒ, είναι ίση με 20 MPa, ενώ τα υπόλοιπα μηχανικά χαρακτηριστικά λαμβάνονται, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC2.

Πιο ειδικά, για το κτίριο από φέρον ελαφροσκυρόδεμα, χρησιμοποιείται προσομοίωμα με το ειδικό βάρος γ του οπλισμένου ΕΣ και το πάχος πλάκας h_f να αποτελούν μεταβαλλόμενα μεγέθη. Το γ κυμαίνεται από 14 kN/m³ έως 18 kN/m³ και το h_f λαμβάνει τις τιμές 18, 20 και 22 cm. Επομένως, κατασκευάζεται ένα προσομοίωμα για κάθε συνδυασμό γ και h_f .

Στη συνέχεια, καθορίζεται το «βέλτιστο» προσομοίωμα από ΕΣ, που αντιστοιχεί σε ένα συγκεκριμένο συνδυασμό γ και h_f για το οποίο θα ολοκληρωθεί η μελέτη. Για το προσομοίωμα από ΣΚΒ μελετώνται συνδυασμοί με το πάχος πλάκας h_f να λαμβάνει τις τιμές 18, 20 και 22 cm. Με την ολοκλήρωση των αναλύσεων γίνεται σύγκριση των προσομοιωμάτων του κτιρίου από ΕΣ και από ΣΚΒ ως προς τα βασικά χαρακτηριστικά και την απόκριση των κτιρίων.

3.2 Φορτία

Τα φορτία που δρουν σε μία κατασκευή προσδιορίζονται ανάλογα με τη χρήση, την τοποθεσία αλλά και το είδος του έργου. Για το κτίριο που μελετάται, εφαρμόζονται φορτίσεις λαμβάνοντας υπόψη τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 [11] και κατηγοριοποιούνται με βάση τη διακύμανση τους στο χρόνο, όπως φαίνεται παρακάτω.

- Μόνιμες Δράσεις
- Μεταβλητές Δράσεις
- Σεισμικές Δράσεις

3.2.1 Μόνιμες Δράσεις

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Συγκεκριμένα, για τα υπό μελέτη κτίρια από ΕΣ και ΣΚΒ, ως μόνιμα φορτία ορίζονται, τα ίδια βάρη των δομικών στοιχείων του εξεταζόμενου φορέα, τα φορτία επικάλυψης που επιβάλλονται στην κατασκευή, όπου $g_{επικ,1} = 1.5 \text{ kN/m}^2$ για τους τέσσερις πρώτους ορόφους και $g_{επικ,2} = 2 \text{ kN/m}^2$ για τον πέμπτο όροφο. Τα φορτία τοιχοποιίας έχουν τιμή ίση με 3.51 kN/m θεωρώντας περιμετρική τοιχοποιία YTONG για ειδικό βάρος $\gamma = 6 \text{ kN/m}^3$, πάχος ίσο με 22.5 cm και ύψος τοιχοπλήρωσης 2.6 m.

3.2.2 Μεταβλητές Δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνονται τα φορτία που μεταβάλλονται κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Το υπό μελέτη κτίριο προορίζεται για χρήση γραφείων, οπότε

σύμφωνα με τον πίνακα 6.1 του EN 1991-1-1, το κτίριο εμπίπτει στην κατηγορία B και οι τιμές των μεταβλητών δράσεων των δαπέδων ορόφων λαμβάνονται, σύμφωνα με τον πίνακα 6.2 του EC1. Άρα, για δάπεδα ορόφων λαμβάνεται τιμή ομοιόμορφου, κατανεμημένου κινητού φορτίου ίση με $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$. Ο συντελεστής ψ_2 είναι ίσος με την τιμή 0.3 για κατηγορία χρήση γραφείων, σύμφωνα με τον πίνακα A1.1 του παραρτήματος A1 του EN1990 (2002) [10]. Η κατηγορία για χρήση γραφείων επιλέχθηκε, δεδομένης της μικρής τιμής του ψ_2 , προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της μείωσης του ίδιου βάρους στα συνολικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού $G+\psi_2\cdot Q$ αλλά και στο συνδυασμό $1.35\cdot G+1.5\cdot Q$.

Επιπρόσθετα, επισημαίνεται ότι στην § 3.5 εκτελείται ανάλυση ευαισθησίας, στην οποία μελετάται η επιρροή της μείωσης του πάχους h_f στους συνολικούς οπλισμούς τυπικής πλάκας με μεταβαλλόμενες τιμές κινητών φορτίων 2, 5 και 7.5 kN/m^2 .

3.2.3 Σεισμικές Δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και είναι αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια, οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από τη φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους και τη συμπεριφορά της κατασκευής. Τα χαρακτηριστικά των σεισμικών δράσεων της κατασκευής παρουσιάζονται πιο αναλυτικά στις § 3.6.3 και § 3.6.4.4

3.3 Προσομοίωση του Φορέα

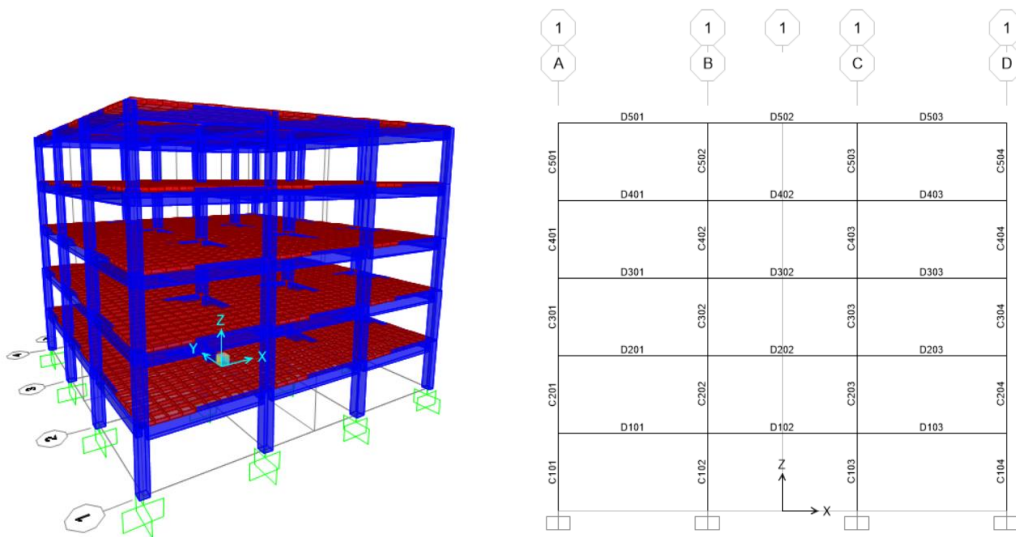
3.3.1 Περιγραφή Προσομοιωμάτων

Για την επίλυση του φορέα χρησιμοποιείται το λογισμικό CSi SAP2000 v20.0 [5]. Για το κτίριο χρησιμοποιούνται δύο ειδών προσομοιώματα. Το πρώτο προσομοίωμα περιλαμβάνει επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, ή αλλιώς *shell elements*, για την προσομοίωση των πλακών και ραβδόμορφα στοιχεία, ή αλλιώς *beam-column elements*, για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Το δεύτερο προσομοίωμα περιλαμβάνει μόνο δοκούς και υποστυλώματα, τα οποία προσομοιώνονται με ραβδόμορφα στοιχεία.

Όσον αφορά το πρώτο προσομοίωμα, βλ. Σχήμα 3.1, οι πλάκες διακριτοποιήθηκαν με διαστάσεις $30\times 30 \text{ cm}$. Στις δοκούς έγινε λεπτομερής διακριτοποίηση με τη θεώρηση δέκα υποστοιχείων ανά μέλος και η διακριτοποίηση έγινε με γνώμονα να συμπίπτουν οι κόμβοι με αυτούς των πλακών. Στην περίπτωση αυτή το λογισμικό από προεπιλογή ενώνει τους κόμβους για να έχουν κοινές παραμορφώσεις [5,15]. Για τις δοκούς χρησιμοποιούνται ορθογωνικές διατομές και το σημείο σύνδεσης δοκού με πλάκα ορίζεται μέσω της επιλογής *Insertion Point* και *Centroid* του λογισμικού, με μετατόπιση των δοκών κατά $-h_b/2$, με σκοπό τη συνεργασία της πλάκας με τη δοκό. Σημειώνεται ότι το προσομοίωμα με *shell elements* χρησιμοποιήθηκε μόνο για τον υπολογισμό των ελαστικών παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών των πλακών.

Στο προσομοίωμα που περιέχει μόνο ραβδόμορφα στοιχεία, οι δοκοί προσομοιώθηκαν με διατομές πλακοδοκών T. Η σύνδεση των δοκών με τα υποστυλώματα γίνεται κεντροβαρικά. Ακόμα, γίνεται ορισμός διαφραγμάτων σε κάθε όροφο του κτιρίου για τον συνυπολογισμό της επίδρασης των πλακών στη σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Επίσης, και για τα δύο προσομοιώματα έγινε η παραδοχή ότι αγνοείται η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης, με τη θεώρηση πλήρους πάκτωσης των κατακόρυφων στοιχείων στη στάθμη της θεμελίωσης.

Όσον αφορά την προσομοίωση των κόμβων, επιλέγεται και για τα δύο προσομοιώματα ο ορισμός άκαμπτων τμημάτων στις περιοχές των κόμβων προκειμένου τα εντατικά μεγέθη που εξάγονται από το λογισμικό να εμφανίζονται από τις παρειές, δηλαδή αφορούν το καθαρό μήκος των στοιχείων. Αυτό επιτυγχάνεται δίνοντας στο συντελεστή *Rigid zone factor* τιμή ίση με 1, θεωρώντας πλήρως άκαμπτους κόμβους. Παράλληλα, γίνεται η επιλογή *automatically from connectivity*, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι υπερκαλύψεις των στοιχείων στις περιοχές των κόμβων με βάση τις διαστάσεις των διατομών και της σύνδεσης των στοιχείων.

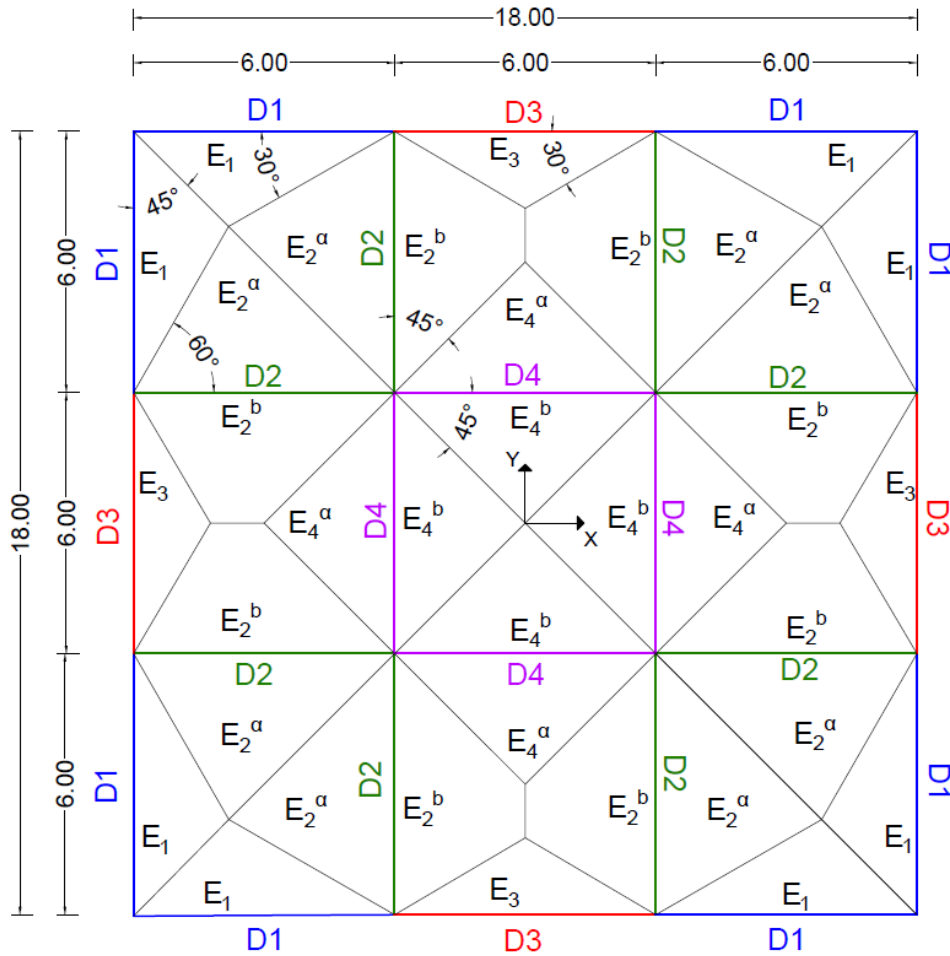


Σχήμα 3.1. Προσομοίωμα φορέα με *shell elements* στο λογισμικό [5].

Τα φορτία των πλακών μεταβιβάζονται στις δοκούς, βάσει του καταμερισμού των πλακών σε επιφάνειες επιρροής της κάθε δοκού. Ο καταμερισμός γίνεται σύμφωνα με την § 9.1.5 του ΕΚΩΣ 2000 [20], με τις επιφάνειες επιρροής E_i που υπολογίστηκαν να απεικονίζονται στον Πίνακα 3.1 και στο Σχήμα 3.2. Με το προσομοίωμα αυτό πραγματοποιείται η σεισμική ανάλυση και η μη γραμμική στατική ανάλυση, όπως παρουσιάζονται στις § 0 και § 4, αντίστοιχα.

Πίνακας 3.1. Υπολογισμών επιφανειών επιρροής βάσει της γεωμετρίας της κάτοψης και ομαδοποίηση των δοκών.

Δοκός	E (m ²)
D ₁	$E_1 = 6.59$
D ₂	$E_2 = E_2^b + E_2^b = 11.41 + 10.9 = 22.31$
D ₃	$E_3 = 5.2$
D ₄	$E_2 = E_2^b + E_2^b = 9.00 + 9.00 = 18.00$



Σχήμα 3.2. Υπολογισμός επιφανειών επιρροής και κατανομής του φορτίου τετραέρειστων πλακών.

3.3.2 Πλάκες

Η ονομαστική επικάλυψη ορίζεται στην § 4.4.1.1 του EN1992-1-1 [12] με βάση τη σχέση

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (3.1)$$

όπου c_{min} η ελάχιστη επικάλυψη που ορίζεται από τη σχέση (3.2) και Δc_{dev} είναι η ανοχή και είναι ίση με 10 mm.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm \}, \quad (3.2)$$

όπου $c_{min,b} = \Phi = 8$ mm για μεμονωμένες ράβδους και $\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα. Ως $c_{min,dur}$ ορίζεται η ελάχιστη επικάλυψη λόγω περιβαλλοντικών συνθηκών. Για κατηγορία έκθεσης XC1 και για συνιστώμενη κατηγορία κατασκευής S4, με χρόνο σχεδιασμού ζωής ίσο με 50 έτη, βλ. πίνακα 2.1 του EN 1990 [], η ελάχιστη επικάλυψη $c_{min,dur} = 15$ mm, με βάση τον πίνακα 4.4N του EC2.

Επίσης, κατά την § 11.4.2. (1)P του EC2, για το ΕΣ, η τιμή της ελάχιστης επικάλυψης που δίνεται στον πίνακα 4.2 του EC2 πρέπει να αυξηθεί κατά 5 mm, βλ. § 2.10. Επομένως, για πλάκες από ΕΣ, η ονομαστική επικάλυψη είναι ίση με $c_{nom} = 30$ mm και για πλάκες από

ΣΚΒ, $c_{nom} = 25$ mm. Αντίστοιχα, υπολογίζεται $d_{I,ES} = c_{nom} + \Phi_L/2 = 34$ mm και $d_{I,ΣΚΒ} = 29$ mm.

3.3.3 Δοκοί

Για μέγιστη διάμετρο ράβδου οπλισμού ίση με 18 mm, άρα $c_{min,b} = \Phi = 18$ mm, υπολογίζεται $c_{nom} = 35$ mm για δοκούς από ΕΣ και $c_{nom} = 30$ mm για δοκούς από ΣΚΒ. Αντίστοιχα, προκύπτουν $d_{I,ES} = c_{nom} + \Phi_n + \Phi_L/2 = 52$ mm και $d_{I,ΣΚΒ} = c_{nom} + \Phi_n + \Phi_L/2 = 47$ mm.

3.3.4 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα από ΕΣ η ονομαστική επικάλυψη είναι ίση με $c_{nom} = 35$ mm και για τα υποστυλώματα από ΣΚΒ είναι $c_{nom} = 30$ mm. Δεδομένου ότι η μέγιστη διάμετρος ράβδου για ΕΣ είναι 18 mm και για ΣΚΒ είναι 20 mm, υπολογίζονται $d_{I,ES} = c_{nom} + \Phi_n + \Phi_L/2 = 52$ mm και $d_{I,ΣΚΒ} = c_{nom} + \Phi_n + \Phi_L/2 = 48$ mm.

3.3.5 Συνεργαζόμενο Πλάτος

Το συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού b_{eff} υπολογίζεται από τη σχέση που ακολουθεί, σύμφωνα με την § 5.3.2.1 (3) του EC2.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (3.3)$$

όπου b_w το πάχος κορμού και $b_{eff,i}$ δίνεται από τη σχέση,

$$b_{eff,i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \leq (0.2l_0; b_i), \quad (3.4)$$

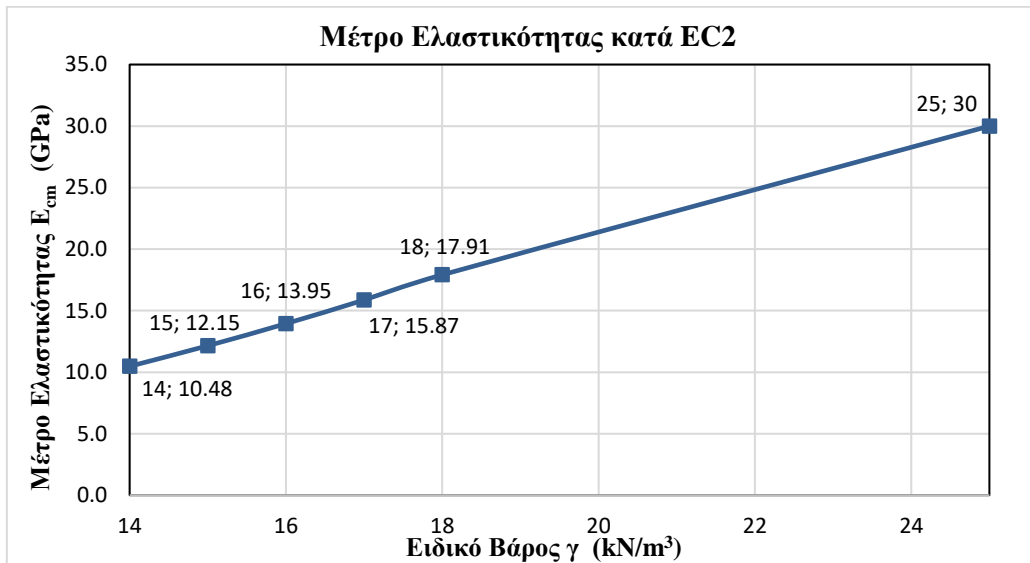
όπου l_0 είναι η απόσταση των σημείων μηδενισμού της ροπής κάμψης κατά μήκος της δοκού, b_i είναι ίσο με το μισά της απόστασης της παρειάς του κορμού από αυτήν της πρώτης παράλληλης δοκού ή η απόσταση της παρειάς του κορμού από το άκρο της πλάκας εφόσον το υπόψη ημιπλάτος $b_{eff,i}$ είναι μεταξύ δοκού και άκρου πλάκας. Οι τιμές του b_{eff} για τις δοκούς D_i , όπως ορίζονται στο Σχήμα 3.2, παρουσιάζονται παρακάτω. Σημειώνεται ότι για τις εσωτερικές δοκούς D_2 από ΕΣ του 5^{ου} ορόφου παρουσιάζεται διαφορετική τιμή για το b_{eff} σε σύγκριση με τους υπόλοιπους ορόφους, καθώς απαιτήθηκε η αύξηση του πάχους κορμού b_w για να ικανοποιείται ο έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος, βλ. § 3.6.9.

- Για δοκό D_1 , $b_{eff} = 1.27$ m
- Για δοκό D_2 , $b_{eff} = 2.29$ m για τους 4 πρώτους ορόφους για ΕΣ και ΣΚΒ και $b_{eff} = 2.34$ m για τον 5^ο όροφο μόνο για τις δοκούς από ΕΣ
- Για δοκό D_3 , $b_{eff} = 1.09$ m
- Για δοκό D_4 , $b_{eff} = 1.93$ m

3.3.6 Μέτρο Ελαστικότητας

Σύμφωνα με τον πίνακα 11.3.1 του EC2, βλ. § 2.4, το μέτρο ελαστικότητας του ΕΣ είναι $E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$, όπου $\eta_E = (\rho/2200)^2$. Επίσης για θλιπτική αντοχή ίση με 20 MPa, το μέτρο ελαστικότητας για ΣΚΒ είναι ίσο με $E_{cm} = 30$ GPa με βάση τον πίνακα 3.1 του EC2. Στο

Σχήμα 3.3 παρατίθενται οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας για τα ειδικά βάρη που χρησιμοποιούνται στα προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ, σύμφωνα με τον EC2.



Σχήμα 3.3. Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας E_{cm} σε GPa του ΕΣ για διαφορετικά ειδικά βάρη γ σε kN/m³ κατά EC2 [12].

3.4 Έλεγχος Παραμορφώσεων στην ΟΚΛ

Οι αυξημένες παραμορφώσεις, πέραν από λειτουργικά προβλήματα που ενδέχεται να προκαλέσουν καθώς δίνουν την αίσθηση επικείμενης αστοχίας, έχουν δυσμενή επιρροή στην ψυχολογία των χρηστών της κατασκευής. Για να εξασφαλιστεί η λειτουργικότητα του φορέα πρέπει

$$a \leq a_{\text{επιτρ}}, \quad (3.5)$$

όπου a η παραμόρφωση στην κατάσταση λειτουργίας του φορέα και $a_{\text{επιτρ}}$ είναι η επιτρεπόμενη παραμόρφωση ανάλογα με τη χρήση και το περιβάλλον του φορέα. Σύμφωνα με την § 7.4.1 του EC2, οι παραμορφώσεις σε πλάκες, δοκούς και προβόλους που υποβάλλονται σε οιονεί-μόνιμα φορτία δεν πρέπει να υπερβαίνουν την τιμή $L/250$, όπου L το μήκος ανοίγματος. Επίσης, οι παραμορφώσεις μπορούν να προκαλέσουν βλάβες σε μη-φέροντα στοιχεία και πρέπει να περιορίζονται στο $L/500$, για οιονεί-μόνιμα φορτία.

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων στην ΟΚΛ πραγματοποιείται, λαμβάνοντας υπόψη το όριο $L/250$ για τις τελικές παραμορφώσεις και το όριο $L/500$ για τις παραμορφώσεις που προκαλούνται από τη στιγμή της τοποθέτησης της τοιχοποιίας, βλ. § 3.4.2.1. Το μήκος ανοίγματος κάθε πλάκας είναι ίσο με 6 m, άρα τα όρια των παραμορφώσεων είναι $L/250 = 24$ mm και $L/500 = 12$ mm.

Για τον έλεγχο παραμορφώσεων στην ΟΚΛ προσδιορίζονται οι κατακόρυφες, ελαστικές παραμορφώσεις, οι ερπυστικές παραμορφώσεις, ορίζοντας τρία σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, βλ. § 3.4.2, και οι παραμορφώσεις λόγω ρηγμάτωσης. Η ρηγμάτωση των μελών παρουσιάζεται εφόσον ικανοποιείται η σχέση,

$$M > M_{cr}, \quad (3.6)$$

όπου M η δρώσα ροπή για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό και M_{cr} η ροπή ρηγμάτωσης, βλ. § 3.4.3.3.

Στους πίνακες που ακολουθούν, οι παραμορφώσεις απεικονίζονται ως D και ο δείκτης των παραμορφώσεων i αναφέρεται στα τρία σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, βλ. § 3.4.2.1. Οι δείκτες *elastic*, *el+creep* αναφέρονται σε ελαστική επίλυση του φορέα και σε ελαστική επίλυση συνυπολογίζοντας την ερπυστική παραμόρφωση. Επίσης, οι δείκτες *ucr*, *cr* αναφέρονται σε αρηγμάτωτες και ρηγματωμένες συνθήκες, αντίστοιχα. Τα G και Q αναφέρονται σε επιλύσεις για μόνιμες και για κινητές δράσεις, ενώ η επίλυση για κάθε κατηγορία δράσης γίνεται ξεχωριστά, το οποίο εξηγείται πιο αναλυτικά στην § 3.4.1.

3.4.1 Ελαστικές Παραμορφώσεις

Οι κατακόρυφες, ελαστικές μετακινήσεις D_i υπολογίζονται λόγω των κατακόρυφων φορτίων και λαμβάνονται απευθείας από το λογισμικό SAP2000. Επισημαίνεται ότι ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε μόνο για τις κατακόρυφες μετακινήσεις των πλακών του φορέα. Όπως αναφέρθηκε στην § 3.1, ο φορέας έχει διπλή συμμετρία και επομένως, αρκεί ο υπολογισμός των παραμορφώσεων των πλακών που απεικονίζονται στο Σχήμα 3.4, δηλαδή για Πλάκα 1, για Πλάκα 2 και για Πλάκα 3. Ο 5^{ος} όροφος του φορέα είναι ο πιο δυσμενής από άποψη φόρτισης και καθώς έχει τα ίδια γεωμετρικά χαρακτηριστικά με τους υπόλοιπους ορόφους θα παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές των κατακόρυφων μετακινήσεων.

Οι μετακινήσεις D_i λαμβάνονται σε έξι σημεία του 5^{ου} ορόφου, M_1 , M_2 , M_3 , που βρίσκονται στα μέσα της Πλάκας 1, της Πλάκας 2 και της Πλάκας 3, αντίστοιχα και τα K_1 , K_2 , K_3 , που ορίζονται στο Σχήμα 3.4.

Στη συνέχεια ορίζονται οι σχετικές μετακινήσεις $\Delta_{Pi,elastic}$ ως προς τις στηρίξεις των πλακών πάνω στις δοκούς, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις.

$$\Delta_{P1,elastic} = D_{M_1} - D_{K_2}, \quad (3.7)$$

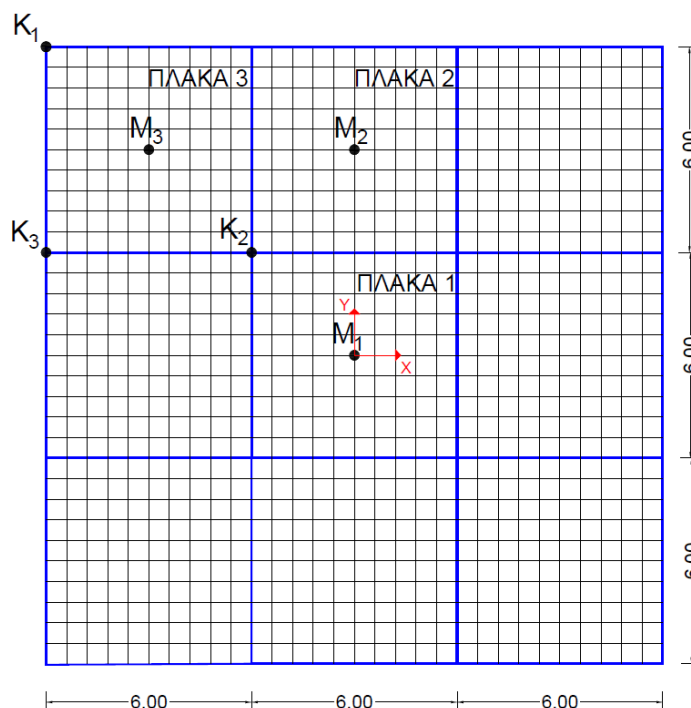
όπου D_{M_1} είναι η ελαστική κατακόρυφη μετακίνηση στο μέσον της Πλάκας 1 και D_{K_2} είναι η ελαστική κατακόρυφη μετακίνηση στο σημείο K_2 .

$$\Delta_{P2,elastic} = D_{M_2} - \frac{D_{K_2} + D_{K_3}}{2}, \quad (3.8)$$

όπου D_{M_2} είναι η ελαστική κατακόρυφη μετακίνηση στο μέσον της Πλάκας 2 και D_{K_3} είναι η ελαστική κατακόρυφη μετακίνηση στο σημείο K_3 .

$$\Delta_{P3,elastic} = D_{M_3} - \frac{D_{K_1} + D_{K_2}}{2}, \quad (3.9)$$

όπου D_{M_3} είναι η ελαστική κατακόρυφη μετακίνηση στο μέσον της Πλάκας 3 και D_{K_1} είναι η ελαστική κατακόρυφη μετακίνηση στο σημείο K_1 . Λόγω της διπλής συμμετρίας του φορέα, όλες οι μετακινήσεις των πλακών του 5^{ου} ορόφου, λόγω κατακόρυφων φορτίων, δίνονται από τις τιμές των $\Delta_{Pi,elastic}$. Καθώς ο 5^{ος} όροφος είναι ο πιο δυσμενής από άποψη κατακόρυφων μετακινήσεων, η μέγιστη τιμή της $\Delta_{Pi,elastic}$ θα είναι αντίστοιχα η δυσμενέστερη για όλο το φορέα.



Σχήμα 3.4. Προσδιορισμός σημείων υπολογισμού ελαστικών, κατακόρυφων μετακινήσεων.

Στους πίνακες που ακολουθούν, Πίνακας 3.2 και Πίνακας 3.3, παρουσιάζονται οι ελαστικές μετακινήσεις για αρηγμάτωτες συνθήκες για μόνιμες δράσεις G και για μεταβλητές $0.3 \cdot Q$. Τα αποτελέσματα αναπαρίστανται ξεχωριστά για κάθε κατηγορία δράσης διότι οι συντελεστές ερπυσμού, που θα χρησιμοποιηθούν για το συνυπολογισμό της ερπυστικής παραμόρφωσης, βλ. § 3.4.2, είναι διαφορετικοί για τα φορτία G και για τα φορτία $0.3 \cdot Q$. Σύμφωνα με την § A1.4.3 (6) του παραρτήματος Α του EN 1990 [10], οι μακροχρόνιες παραμορφώσεις λόγω ερπυσμού πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, όπου χρειάζεται και να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων και των οιονεί-μόνιμων τιμών των μεταβλητών δράσεων. Στην § 3.4.3 εξετάζεται εάν απαιτείται ο υπολογισμός των κατακόρυφων, ελαστικών μετακινήσεων για ρηγματωμένες συνθήκες, σύμφωνα με τη σχέση (3.6), που ορίστηκε ανωτέρω.

Πίνακας 3.2. Ελαστικές μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με μόνιμες δράσεις G και αρηγμάτωτες συνθήκες.

Ελαστικές μετακινήσεις πλακών D_i για φόρτιση G και αρηγμάτωτες συνθήκες							
γ (kN/m^3)	h_f (cm)	D_{K1} (mm)	D_{K2} (mm)	D_{K3} (mm)	D_{M1} (mm)	D_{M2} (mm)	D_{M3} (mm)
25	18	0.810	1.933	1.268	2.954	3.359	3.629
	20	0.841	2.063	1.332	2.950	3.283	3.495
	22	0.872	2.193	1.397	2.990	3.246	3.398
14	18	1.795	4.158	2.787	6.174	6.857	7.371
	20	1.830	4.377	2.760	6.143	6.588	6.970
	22	1.801	4.613	2.866	6.189	6.483	6.717
15	18	1.607	3.755	2.504	5.570	6.171	6.619
	20	1.563	3.957	2.477	5.553	5.941	6.250

	22	1.610	4.174	2.579	5.601	5.851	6.049
16	18	1.451	3.416	2.267	5.064	5.598	5.993
	20	1.483	3.605	2.250	5.055	5.395	5.684
	22	1.528	3.806	2.346	5.105	5.321	5.509
17	18	1.308	3.119	1.967	4.652	5.064	5.412
	20	1.287	3.308	2.051	4.638	4.940	5.178
	22	1.265	3.496	2.136	4.691	4.880	5.007
18	18	1.081	2.739	1.717	4.141	4.540	4.858
	20	1.117	2.908	1.796	4.123	4.423	4.658
	22	1.153	3.076	1.875	4.165	4.364	4.515

Πίνακας 3.3. Ελαστικές μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με μεταβλητές δράσεις $0.3 \cdot Q$ και αρηγμάτωτες συνθήκες.

Ελαστικές μετακινήσεις πλακών D_i για φόρτιση $0.3 \cdot Q$ και αρηγμάτωτες συνθήκες							
γ (kN/m ³)	h_f (cm)	D_{K1} (mm)	D_{K2} (mm)	D_{K3} (mm)	D_{M1} (mm)	D_{M2} (mm)	D_{M3} (mm)
25	18	0.060	0.227	0.118	0.371	0.404	0.420
	20	0.060	0.227	0.118	0.344	0.366	0.374
	22	0.060	0.227	0.118	0.326	0.338	0.340
14	18	0.191	0.737	0.378	1.170	1.206	1.223
	20	0.188	0.736	0.359	1.095	1.091	1.087
	22	0.179	0.737	0.358	1.042	1.015	0.989
15	18	0.165	0.636	0.326	1.010	1.040	1.055
	20	0.154	0.635	0.309	0.945	0.942	0.936
	22	0.154	0.635	0.309	0.899	0.875	0.853
16	18	0.144	0.554	0.284	0.880	0.906	0.919
	20	0.141	0.553	0.270	0.823	0.820	0.817
	22	0.141	0.553	0.270	0.783	0.762	0.745
17	18	0.125	0.485	0.237	0.775	0.790	0.801
	20	0.118	0.486	0.237	0.723	0.721	0.716
	22	0.112	0.486	0.236	0.688	0.670	0.652
18	18	0.099	0.409	0.199	0.663	0.682	0.695
	20	0.099	0.410	0.199	0.617	0.621	0.622
	22	0.098	0.410	0.199	0.586	0.576	0.566

Πίνακας 3.4. Σχετικές μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με μόνιμες δράσεις G και για φόρτιση με μεταβλητές δράσεις $0.3 \cdot Q$ και αρηγμάτωτες συνθήκες.

Σχετικές ελαστικές μετακινήσεις πλακών $\Delta_{i,elastic,ucr}$ για αρηγμάτωτες συνθήκες							
γ (kN/m ³)	h_f (cm)	Φόρτιση με μόνιμες δράσεις G			Φόρτιση με μεταβλητές δράσεις $0.3 \cdot Q$		
		$\Delta_{\Pi 1,elastic,ucr}$ (mm)	$\Delta_{\Pi 2,elastic,ucr}$ (mm)	$\Delta_{\Pi 3,elastic,ucr}$ (mm)	$\Delta_{\Pi 1,elastic,ucr}$ (mm)	$\Delta_{\Pi 2,elastic,ucr}$ (mm)	$\Delta_{\Pi 3,elastic,ucr}$ (mm)
25	18	1.021	1.759	2,258	0.144	0.232	0.277
	20	0.887	1.586	2,043	0.117	0.194	0.231
	22	0.797	1.451	1,866	0.099	0.166	0.197
14	18	2.016	3.385	4,395	0.433	0.649	0.759
	20	1.766	3.020	3,867	0.359	0.544	0.625
	22	1.576	2.744	3,510	0.305	0.468	0.531
15	18	1.815	3.042	3,938	0.374	0.559	0.655
	20	1.596	2.724	3,490	0.310	0.470	0.542
	22	1.427	2.475	3,157	0.264	0.403	0.459
16	18	1.648	2.757	3,560	0.326	0.487	0.570
	20	1.450	2.468	3,140	0.270	0.409	0.470
	22	1.299	2.245	2,842	0.230	0.351	0.398
17	18	1.533	2.521	3,199	0.290	0.429	0.496
	20	1.330	2.261	2,881	0.237	0.360	0.414
	22	1.195	2.064	2,627	0.202	0.309	0.353
18	18	1.402	2.312	2,948	0.254	0.378	0.441
	20	1.215	2.071	2,646	0.207	0.317	0.368
	22	1.089	1.889	2,401	0.176	0.272	0.312

3.4.2 Ερπυστικές Παραμορφώσεις

3.4.2.1 Εισαγωγή

Για τον έλεγχο των τελικών τιμών των παραμορφώσεων των πλακών για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτείται ο συνυπολογισμός των παραμορφώσεων λόγω ερπυσμού. Ο ερπυσμός υπολογίζεται κατά EC2 [12] και κατά ΕΚΩΣ [20] και ως τελικές τιμές για τον έλεγχο παραμορφώσεων λαμβάνονται οι τιμές κατά EC2.

Ο ερπυσμός εξαρτάται από τη διάρκεια και το μέγεθος της φόρτισης και οι ερπυστικές παραμορφώσεις, διαπιστώνεται ότι είναι κρίσιμες για τον έλεγχο στην ΟΚΛ. Για αυτό το λόγο, επιλέγεται ο έλεγχος τριών διαφορετικών σεναρίων αφαίρεσης ξυλοτύπων, στις 30 - Σενάριο I, στις 45 - Σενάριο II και στις 60 - Σενάριο III ημέρες. Για τα κινητά φορτία γίνεται η θεώρηση ότι επιβάλλονται στο φορέα στις 180 ημέρες. Οι τελικοί συντελεστές ερπυσμού $\varphi(t_{\infty}, t_{0,i})$ υπολογίζονται για κάθε περίπτωση χρονικής επιβολής φόρτισης $t_{0,i}$ με $t_0 = 30, 45, 60$ και 180 ημέρες και αριθμό σεναρίου i , με $i = I, II$, και III. Επισημαίνεται ότι το τρίτο σενάριο αφαίρεσης ξυλοτύπων ταυτίζεται με τη χρονική στιγμή από την τοποθέτηση της τοιχοποιίας και μετά, άρα οι παραμορφώσεις που προκύπτουν ελέγχονται με βάση το όριο $L/500$ § 3.4. Το πρώτο και το δεύτερο σενάριο ελέγχονται με βάση το όριο $L/250$.

Ο συνυπολογισμός των ελαστικών και ερπυστικών παραμορφώσεων μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση $\Delta_{elastic+creep} = \Delta_{elastic} \cdot (1 + \varphi(t, t_0))$ με συντελεστή ερπυσμού $\varphi(t, t_0)$, εφόσον οι θλιπτικές τάσεις σκυροδέματος δεν υπερβαίνουν την τιμή $0.45 \cdot f_{ck}(t_0)$ κατά EC2 3.1.4.(4) ή την τιμή $0.5 \cdot f_{ck}(t_0)$ κατά ΕΚΩΣ 2.5.4., αντίστοιχα. Αντίστοιχα, η συνολική παραμόρφωση, συνυπολογίζοντας την ελαστική και την ερπυστική παραμόρφωση για τις πλάκες για κάθε σενάριο αφαίρεσης ξυλοτύπων υπολογίζεται από τη σχέση,

$$\Delta_{el+creep} = \Delta_{el,G,ucr} \cdot (1 + \varphi(t_{\infty}, t_{0,i})) + \Delta_{el,G,ucr} \cdot (1 + \varphi(t_{\infty}, 180)), \quad (3.10)$$

όπου $\Delta_{el,G,ucr}$ αφορά τις αρηγμάτωτες συνθήκες και

$$\Delta_{el+creep} = \Delta_{el,G,cr} \cdot (1 + \varphi(t_{\infty}, t_{0,i})) + \Delta_{el,G,cr} \cdot (1 + \varphi(t_{\infty}, 180)), \quad (3.11)$$

όπου $\Delta_{el,G,cr}$ αφορά τις ρηγματωμένες συνθήκες.

3.4.2.2 Διαδικασία Υπολογισμού Συντελεστή Ερπυσμού

Επισημαίνεται ότι στον ΕΚΩΣ δεν προβλέπεται σχέση για τον υπολογισμό του συντελεστή ερπυσμού ελαφροσκυροδέματος. Ωστόσο, επιλέχθηκε να γίνει ο υπολογισμός του συντελεστή για να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων με τους αντίστοιχους συντελεστές κατά EC2. Η διαδικασία που ακολουθείται για τον ΕΚΩΣ είναι αρχικά, ο υπολογισμός του συντελεστή ερπυσμού του σκυροδέματος με διπλή γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 2.3 κατά την § 2.5.4 του ΕΚΩΣ και έπειτα, η εφαρμογή της σχέσης $\Delta_{elastic+creep} = \Delta_{elastic} \cdot (1 + \varphi(t, t_0))$. Ο συντελεστής ερπυσμού κατά EC2 υπολογίζεται με την εφαρμογή της αναλυτικής μεθόδου του Παραρτήματος Β.1 του EC2-1 σύμφωνα με το οποίο,

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0), \quad (3.12)$$

όπου

φ_0 ο ιδεατός συντελεστής ερπυσμού που υπολογίζεται από τη σχέση,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (3.13)$$

φ_{RH} ο συντελεστής επιρροής σχετικής υγρασίας στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού,

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \text{ για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}, \quad (3.14)$$

$\beta(f_{cm})$ ο συντελεστής επίδρασης αντοχής σκυροδέματος στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού με f_{cm} τη μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε ηλικία 28 ημερών,

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}. \quad (3.15)$$

Σημειώνεται ότι η μέση αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη είναι ίση με τη μέση αντοχή ελαφροσκυροδέματος σε θλίψη κατά EC2, δηλαδή $f_{cm} = f_{cm} = 28 \text{ MPa}$ για χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck} = f_{lck} = 20 \text{ MPa}$. Ακολούθως, υπολογίζονται,

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1+t_0^{0.20}}, \quad (3.16)$$

$\beta(t_0)$ ο συντελεστής για την επίδραση της ηλικίας του σκυροδέματος κατά την επιβολή της φόρτισης στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού,

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}, \quad (3.17)$$

h_0 το ιδεατό πάχος του στοιχείου σε mm με επιφάνεια διατομής A_c και περίμετρο του στοιχείου σε επαφή με την ατμόσφαιρα u . Για τις πλάκες γίνεται η θεώρηση πλάτους επιρροής b και προκύπτει το ιδεατό πάχος $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot b \cdot h_f / (2 \cdot b) = h_f$. Στη συνέχεια προσδιορίζεται,

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)^{0.3}}{(\beta_H + t - t_0)} \right], \quad (3.18)$$

$\beta_c(t, t_0)$ ο συντελεστής που περιγράφει τη χρονική ανάπτυξη του ερπυσμού μετά την επιβολή της φόρτισης, t η ηλικία του σκυροδέματος σε ημέρες τη χρονική στιγμή που εξετάζεται, t_0 η ηλικία του σκυροδέματος κατά την επιβολή της φόρτισης σε ημέρες, β_H συντελεστής που εξαρτάται από τη σχετική υγρασία RH σε % και από το ιδεατό πάχος στοιχείου h_0 σε mm. Το ποσοστό σχετικής υγρασίας λαμβάνεται ίσο με 50 % για ατμοσφαιρικές συνθήκες εσωτερικού χώρου. Ο συντελεστής υπολογίζεται από τη σχέση,

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}. \quad (3.19)$$

Για $t = \infty$ ο συντελεστής $\beta_c(t, t_0)$ είναι ίσος με τη μονάδα, δηλαδή για τον υπολογισμό του τελικού συντελεστή ερπυσμού $\varphi(t, t_0)$. Καθώς υπολογίζονται μόνο οι τελικοί ερπυστικοί συντελεστές, δεν κρίνεται απαραίτητος ο υπολογισμός του β_H . Ο συντελεστής ερπυσμού για το ελαφροσκυρόδεμα φ_{LC} , σύμφωνα με τον EC2 11.3.3 (1) προκύπτει από την εφαρμογή της σχέσης,

$$\varphi_{LC} = \varphi_{NC} \cdot \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2, \quad (3.20)$$

με τον ερπυστικό συντελεστή σκυροδέματος κανονικού βάρους φ_{NC} και

$$\Delta_{LC, creep} = \Delta_{NC, creep} \cdot \eta_2, \quad (3.21)$$

όπου $\Delta_{NC, creep}$ η παραμόρφωση λόγω ερπυσμού που προκύπτει για σκυρόδεμα κανονικού βάρους και $\eta_2 = 1$, για $f_{c,k} \geq LC 20/22$, βλ. § 2.8.1.

3.4.2.3 Αποτελέσματα

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών παρουσιάζονται στους πίνακες που ακολουθούν.

Πίνακας 3.5. Υπολογισμός συντελεστή $\beta(t_0)$ με βάση το χρόνο επιβολής φόρτισης.

Επιβολή Φόρτισης	t_0 (Ημέρες)	$\beta(t_0)$
Μόνιμα Φορτία (Σενάριο Νο.1)	30	0,4821
Μόνιμα Φορτία (Σενάριο Νο.2)	45	0,4462
Μόνιμα Φορτία (Σενάριο Νο.3)	60	0,4223
Κινητά Φορτία	180	0,3419

Πίνακας 3.6. Υπολογισμός συντελεστή επιρροής σχετικής υγρασίας φ_{RH} πλάκας κατά EC2.

Συντελεστής επιρροής σχετικής υγρασίας Πλάκας 3					
γ (kN/m ³)	h_f (cm)	A_c (cm ²)	u (cm)	h_0 (mm)	φ_{RH}
25	18	1800	200	180	1.89
	20	2000	200	200	1.85
	22	2200	200	220	1.83
14	18	1800	200	180	1.89
	20	2000	200	200	1.85
	22	2200	200	220	1.83
15	18	1800	200	180	1.89
	20	2000	200	200	1.85
	22	2200	200	220	1.83
16	18	1800	200	180	1.89
	20	2000	200	200	1.85
	22	2200	200	220	1.83
17	18	1800	200	180	1.89
	20	2000	200	200	1.85
	22	2200	200	220	1.83
18	18	1800	200	180	1.89
	20	2000	200	200	1.85
	22	2200	200	220	1.83

Πίνακας 3.7. Συντελεστές ερπυσμού ϕ για την Πλάκα 3 κατά EC2.

Συντελεστής ερπυσμού $\phi(t_{\infty}, t_0)$ Πλάκας 3 κατά EC2									
γ (kN/m ³)	hr (cm)	$\phi(t_{\infty}, 30)$	$\phi(t_{\infty}, 45)$	$\phi(t_{\infty}, 60)$	$\phi(t_{\infty}, 180)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 30)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 45)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 60)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 180)$
25	18	2.89	2.67	2.53	2.05	-	-	-	-
	20	2.84	2.63	2.49	2.01	-	-	-	-
	22	2.80	2.59	2.45	1.98	-	-	-	-
14	18	2.87	2.67	2.53	2.05	1.01	0.93	0.88	0.71
	20	2.82	2.63	2.49	2.01	0.99	0.92	0.87	0.70
	22	2.78	2.59	2.45	1.98	0.98	0.90	0.86	0.69
15	18	2.87	2.67	2.53	2.05	1.17	1.08	1.02	0.83
	20	2.82	2.63	2.49	2.01	1.15	1.06	1.01	0.82
	22	2.78	2.59	2.45	1.98	1.13	1.05	0.99	0.80
16	18	2.87	2.67	2.53	2.05	1.34	1.24	1.18	0.95
	20	2.82	2.63	2.49	2.01	1.32	1.22	1.16	0.94
	22	2.78	2.59	2.45	1.98	1.30	1.20	1.14	0.92
17	18	2.87	2.67	2.53	2.05	1.53	1.41	1.34	1.08
	20	2.82	2.63	2.49	2.01	1.50	1.39	1.32	1.06
	22	2.78	2.59	2.45	1.98	1.48	1.37	1.30	1.05
18	18	2.87	2.67	2.53	2.05	1.72	1.59	1.51	1.22
	20	2.82	2.63	2.49	2.01	1.70	1.57	1.49	1.20
	22	2.78	2.59	2.45	1.98	1.67	1.55	1.46	1.18

Πίνακας 3.8. Συντελεστές ερπυσμού ϕ για την Πλάκα 3 κατά ΕΚΩΣ-2000.

Συντελεστής ερπυσμού $\phi(t_{\infty}, t_0)$ Πλάκας 3 κατά ΕΚΩΣ-2000									
γ (kN/m ³)	hr (cm)	$\phi(t_{\infty}, 30)$	$\phi(t_{\infty}, 45)$	$\phi(t_{\infty}, 60)$	$\phi(t_{\infty}, 180)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 30)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 45)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 60)$	$\phi_{LC}(t_{\infty}, 180)$
25	18	2.45	2.33	2.21	1.81	-	-	-	-
	20	2.43	2.31	2.19	1.80	-	-	-	-
	22	2.41	2.29	2.17	1.78	-	-	-	-
14	18	2.45	2.33	2.21	1.81	0.86	0.81	0.77	0.63
	20	2.43	2.31	2.19	1.80	0.85	0.81	0.77	0.63
	22	2.41	2.29	2.17	1.78	0.84	0.80	0.76	0.62
15	18	2.45	2.33	2.21	1.81	0.99	0.94	0.90	0.73
	20	2.43	2.31	2.19	1.80	0.98	0.94	0.89	0.73
	22	2.41	2.29	2.17	1.78	0.97	0.93	0.88	0.72
16	18	2.45	2.33	2.21	1.81	1.14	1.08	1.03	0.84
	20	2.43	2.31	2.19	1.80	1.13	1.07	1.02	0.83
	22	2.41	2.29	2.17	1.78	1.12	1.06	1.01	0.83

	18	2.45	2.33	2.21	1.81	1.30	1.23	1.17	0.96
17	20	2.43	2.31	2.19	1.80	1.28	1.22	1.16	0.95
	22	2.41	2.29	2.17	1.78	1.27	1.21	1.15	0.94
18	18	2.45	2.33	2.21	1.81	1.46	1.39	1.32	1.08
	20	2.43	2.31	2.19	1.80	1.45	1.38	1.31	1.07
	22	2.41	2.29	2.17	1.78	1.44	1.37	1.30	1.06

Πίνακας 3.9. Ελαστικές παραμορφώσεις Πλάκας 3, λόγω φορτίων συνδυασμού ΟΚΛ και ερπυσμού, για τα τρία σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων κατά EC2 και ΕΚΩΣ-2000.

Ελαστικές παραμορφώσεις πλάκας για φορτία ΟΚΛ και ερπυσμό

γ (kN/m ³)	h_f (cm)	Κατά EC2			Κατά ΕΚΩΣ-2000		
		$\Delta_{1,Π3,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{2,Π3,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{3,Π3,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{1,Π3,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{2,Π3,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{3,Π3,el+creep}$ (mm)
25	18	9.615	9.130	8.807	8.568	8.298	8.029
	20	8.538	8.106	7.819	7.649	7.408	7.166
	22	7.672	7.284	7.025	6.901	6.682	6.464
14	18	10.124	9.795	9.575	9.394	9.211	9.028
	20	8.764	8.479	8.289	8.162	8.003	7.843
	22	7.838	7.583	7.413	7.320	7.177	7.033
15	18	9.750	9.407	9.179	8.993	8.803	8.612
	20	8.486	8.187	7.988	7.858	7.691	7.523
	22	7.561	7.295	7.118	7.023	6.873	6.723
16	18	9.447	9.092	8.855	8.665	8.467	8.270
	20	8.194	7.886	7.680	7.547	7.375	7.202
	22	7.304	7.029	6.846	6.749	6.594	6.439
17	18	9.114	8.750	8.508	8.316	8.114	7.912
	20	8.061	7.739	7.525	7.388	7.208	7.028
	22	7.237	6.948	6.755	6.655	6.492	6.329
18	18	9.008	8.630	8.378	8.180	7.970	7.760
	20	7.940	7.606	7.384	7.243	7.057	6.870
	22	7.093	6.795	6.596	6.493	6.325	6.157

3.4.3 Ρηγμάτωση

3.4.3.1 Γενικά

Το λογισμικό που χρησιμοποιείται επιλύει το φορέα με γραμμική ελαστική ανάλυση, άρα δε παρέχει τη δυνατότητα συνυπολογισμού της ρηγμάτωσης των δομικών στοιχείων στις τελικές παραμορφώσεις. Στην πραγματική κατάσταση, τα στοιχεία του φορέα που υπό τα φορτία του συνδυασμού της ΟΚΛ ρηγματώνονται, βρίσκονται σε ένα ενδιάμεσο στάδιο μεταξύ αρηγμάτωτων και πλήρως ρηγματωμένων συνθηκών.

Όπως αναφέρθηκε στην § 3.3.1, ο υπολογισμός των κατακόρυφων παραμορφώσεων των πλακών για ΟΚΛ γίνεται με χρήση προσομοιώματος με επιφανειακά και ραβδόμορφα στοιχεία, στο οποίο οι διατομές των δοκών είναι ορθογωνικές και άρα, εξασφαλίζεται η συνεργασία της πλάκας με τη δοκό. Με αυτή την προσέγγιση, ο υπολογισμός των παραμορφώσεων λόγω ρηγμάτωσης δε μπορεί να επιτευχθεί με βάση τη μέθοδο που προβλέπεται κατά την § 7.4.3 του EC2 [12], η οποία προϋποθέτει τη χρήση μετασχηματισμένης πλακοδοκού.

Η διαδικασία που ακολουθείται για να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση είναι με την τροποποίηση των δυσκαμψιών των πεπερασμένων στοιχείων στο άνοιγμα και στην περίμετρο των πλακών, στις θέσεις των διατομών όπου η δρώσα ροπή του λειτουργικού συνδυασμού M υπερβαίνει σε τιμή τη ροπή ρηγμάτωσης M_{cr} . Έπειτα, ακολουθεί επίλυση του φορέα υπό τα φορτία της ΟΚΛ και ο υπολογισμός, εκ νέου, των κατακόρυφων παραμορφώσεων για τις διατομές με μειωμένη δυσκαμψία από το λογισμικό. Οι παραμορφώσεις λόγω ρηγμάτωσης, εφόσον υπάρχουν δομικά στοιχεία που αναμένεται να ρηγματωθούν για $M > M_{cr}$, συνυπολογίζονται στις παραμορφώσεις λόγω επιβολής κατακόρυφων φορτίων στο φορέα και λόγω ερπυσμού.

Η τροποποίηση των δυσκαμψιών των πλακών καθίσταται εφικτή με τροποποίηση των συντελεστών *Stiffness Modifications factors* του λογισμικού, θέτοντας στα πεπερασμένα στοιχεία της διατομής του ανοίγματος την τιμή $\alpha^+ = I_{cr}^+ / I_{ucr}^+$, όπου I_{cr}^+ είναι η δυσκαμψία της ρηγματωμένης διατομής στο άνοιγμα και I_{ucr}^+ είναι η δυσκαμψία της αρηγμάτωσης στο άνοιγμα σύμφωνα με τις σχέσεις της § 3.4.3.2. Αντίστοιχα, στην περίμετρο και πιο συγκεκριμένα στα πεπερασμένα στοιχεία πλησίον των στηρίξεων, χρησιμοποιείται η τιμή $\alpha^- = I_{cr}^- / I_{ucr}^-$ για την τροποποίηση των δυσκαμψιών.

3.4.3.2 Διαδικασία υπολογισμού ροπής αδράνειας πλακών

Για τον υπολογισμό της ροπής αδράνειας της αρηγμάτωσης διατομής της πλάκας, I_{ucr} , χρησιμοποιείται η σχέση που ακολουθεί [17].

$$I_{ucr} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(x_{ucr} - \frac{h}{2}\right)^2 + a_e \cdot A_{s2} \cdot (x_{ucr} - d_2)^2 + a_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ucr})^2, \quad (3.22)$$

όπου b είναι το πλάτος της διατομής και είναι ίσο με 1, h είναι το πάχος πλάκας, x_{ucr} είναι η απόσταση της άνω ακραίας ίνας από τον ουδέτερο άξονα, για την αρηγμάτωση διατομή και δίνεται από την (3.23). Επίσης, d_2 είναι η απόσταση του άνω οπλισμού από την άνω ακραία ίνα της διατομής, d είναι το στατικό ύψος, A_{s2} είναι το εμβαδόν του θλιβόμενου οπλισμού και A_s είναι το εμβαδόν του εφελκυσμένου οπλισμού. Τέλος, ως a_e ορίζεται ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας E_s / E_{cm} ή E_s / E_{lcm} , με $E_s = 200$ GPa και $E_{cm} = 30$ GPa για ΣΚΒ ή $E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$ με $\eta_E = (\rho_{\acute{\alpha}\sigma\pi\lambda\omicron\nu\ E\Sigma} / 2200)^2$ για ΕΣ.

$$x_{ucr} = \frac{1}{2} \left(\frac{A_c \cdot h + 2 \cdot a_e \cdot A_s \cdot d + 2 \cdot a_e \cdot A_{s2} \cdot d_2}{A_c + a_e \cdot A_s + a_e \cdot A_{s2}} \right). \quad (3.23)$$

Στη συνέχεια εμφανίζεται η σχέση για τον υπολογισμό της ροπής αδράνειας ρηγματωμένης διατομής πλάκας, I_{cr} [17].

$$I_{cr} = b \cdot d^3 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{x_{cr}}{d}\right)^3 + a_e \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{x_{cr}}{d}\right)^2 + a_e \cdot \rho_2 \cdot \left(\frac{x_{cr}}{d} - \frac{d_2}{d}\right)^2 \right], \quad (3.24)$$

όπου ρ_2 είναι το ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού και είναι ίσο με $A_{s2}/b \cdot d$ και ρ το ποσοστό του εφελκυόμενου οπλισμού και είναι ίσο με $A_s/b \cdot d$.

$$x_{cr} = d[-a_e(\rho - \rho') + \sqrt{a_e^2(\rho + \rho')^2 + 2a_e[\rho + \rho'(\frac{d'}{d})]}], \quad (3.25)$$

Σημειώνεται ότι για στοιχεία του φορέα που αναμένεται να ρηγματωθούν, ο ουδέτερος άξονας δε συμπίπτει με τον κεντροβαρικό και άρα, $x_{cr} < x_{ucr}$.

3.4.3.3 Διαδικασία υπολογισμού ροπής ρηγμάτωσης

Η ροπή ρηγμάτωσης δίνεται από τη σχέση,

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm,fl} I_{ucr}}{h - x_{ucr}}, \quad (3.26)$$

όπου

$$f_{ctm,fl} = \max \left[\left(1.6 - \frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ctm}, f_{ctm} \right], \quad (3.27)$$

με f_{ctm} ή $f_{lctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.21$ MPa, για $f_{ck} = f_{lck} = 20$ MPa, h είναι το πάχος της πλάκας, x_{ucr} όπως ορίζεται στη (3.23). Για το ΕΣ, $f_{ctm,fl} = f_{ctm,fl} \cdot \eta_1$, με $\eta_1 = 0.4 + 0.6 \cdot (\rho_{\text{όπλου}}/2200)$.

3.4.3.4 Αποτελέσματα υπολογισμών

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι ροπές ρηγμάτωσης που υπολογίστηκαν για τις διατομές ανοίγματος και στήριξης, για τα προσομοιώματα από ΕΣ με ειδικό βάρος από 14 έως 18 kN/m³ και πάχη πλάκας 18, 20 και 22 cm και για ΣΚΒ με πάχη πλάκας 18, 20 και 22 cm. Όσον αφορά την κοινή στήριξη, η Πλάκα 3 είναι γειτονική της Πλάκας 2, σύμφωνα με το Σχήμα 3.4, και άρα, η ροπή ρηγμάτωσης υπολογίζεται, τόσο για τη διατομή του ανοίγματος της Πλάκας 3, όσο και για τη διατομή της κοινής στήριξης των γειτονικών πλακών. Οι ροπές ρηγμάτωσης και οι ροπές αδράνειας που υπολογίστηκαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.10 και στον Πίνακα 3.11.

Πίνακας 3.10. Σύγκριση ροπής ρηγμάτωσης M_{cr}^+ και μέγιστης δρώσας ροπής υπό οιονεί-μόνιμα φορτία για τη διατομή ανοίγματος της Πλάκας 3.

Υπολογισμός ροπής ρηγμάτωσης και μέγιστης δρώσας ροπής στη διατομή ανοίγματος Πλάκας 3											
γ (kN/m ³)	h_f (cm)	η_E	E_{cm} (GPa)	a_e	d (cm)	x_u^+ (cm)	I_u^+ (cm ⁴)	η_1	$f_{ctm,fl}$ (kN/m ²)	M_{cr}^+ (kNm)	$M_{G+0,3Q}$ (kNm)
	18				15.1	9.08	4.95E+04		3138.8	17.43	9.48
25	20	-	30.00	6.67	17.1	10.08	6.78E+04	-	3094.6	21.16	10.94
	22				19.1	11.08	9.02E+04		3050.4	25.20	12.48
	18				14.6	9.18	5.042E+04		2368.4	13.54	6.84
14	20	0.35	10.48	19.09	16.6	10.18	6.906E+04	0.75	2335.0	16.42	7.77
	22				18.6	11.18	9.174E+04		2301.6	19.51	8.74
15	18	0.40	12.15	16.46	14.6	9.16	5.024E+04	0.78	2454.0	13.95	7.07

					20	16.6	10.16	6.881E+04		2419.4	16.92	8.04
					22	18.6	11.16	9.142E+04		2384.8	20.11	9.07
					18	14.6	9.15	5.007E+04		2539.6	14.36	7.30
16		0.46	13.95	14.34	20	16.6	10.14	6.854E+04	0.81	2503.8	17.41	8.32
					22	18.6	11.14	9.114E+04		2468.0	20.72	9.39
					18	14.6	9.13	4.995E+04		2625.2	14.79	7.53
17		0.53	15.87	12.60	20	16.6	10.13	6.836E+04	0.84	2588.2	17.92	8.59
					22	18.6	11.13	9.093E+04		2551.2	21.34	9.72
					18	14.6	9.12	4.980E+04		2710.8	15.20	7.75
18		0.60	17.91	11.16	20	16.6	10.12	6.823E+04	0.86	2672.6	18.45	8.86
					22	18.6	11.12	9.068E+04		2634.4	21.95	10.03

Πίνακας 3.11. Υπολογισμός ροπής αδράνειας I_{cr}^+ για τη ρηγματωμένη διατομή ανοίγματος.

Ροπή αδράνειας ρηγματωμένης διατομής ανοίγματος				
γ (kN/m ³)	h_r (cm)	x_{cr}^+ (cm)	I_{cr}^+ (cm ⁴)	I_{cr}^+ / I_u^+
25	18	2.51	4.49E+03	0.09
	20	2.60	5.48E+03	0.08
	22	2.71	6.66E+03	0.07
14	18	3.63	8.81E+03	0.17
	20	3.80	1.11E+04	0.16
	22	3.95	1.35E+04	0.15
15	18	3.46	8.05E+03	0.16
	20	3.62	1.01E+04	0.15
	22	3.76	1.22E+04	0.13
16	18	3.30	7.33E+03	0.15
	20	3.41	8.97E+03	0.13
	22	3.57	1.11E+04	0.12
17	18	3.17	6.81E+03	0.14
	20	3.25	8.20E+03	0.12
	22	3.42	1.02E+04	0.11
18	18	3.01	6.14E+03	0.12
	20	3.13	7.63E+03	0.11
	22	3.24	9.21E+03	0.10

Πίνακας 3.12. Σύγκριση ροπής ρηγμάτωσης M_{cr}^- και μέγιστης δρώσας ροπής υπό οιονεί-μόνιμα φορτία για τη διατομή της κοινής στήριξης Πλάκας 3 με Πλάκα 2.

Υπολογισμός ροπής ρηγμάτωσης και μέγιστης δρώσας ροπή στη διατομή κοινής στήριξης πλακών											
γ (kN/m ³)	h_r (cm)	η^E	E_{cm} (GPa)	α_e	d (cm)	x_u^- (cm)	I_u^- (cm ⁴)	η^I	$f_{ctm,\Pi}$ (kN/m ²)	M_{cr}^- (kNm)	$M_{G+0,3Q}$ (kNm)
25	18	-	30.00	6.67	15.1	9.01	5.06E+04	-	3138.8	17.68	11.16
	20				17.1	10.02	6.94E+04		3094.6	21.52	13.98

	22				19.1	11.03	9.22E+04		3050.4	25.63	17.28
	18				14.6	9.04	5.28E+04		2368.4	13.95	8.62
14	20	0.35	10.48	19.09	16.6	10.03	7.20E+04	0.75	2335.0	16.87	9.00
	22				18.6	11.04	9.57E+04		2301.6	20.10	10.93
	18				14.6	9.04	5.24E+04		2454.0	14.34	8.66
15	20	0.40	12.15	16.46	16.6	10.02	7.14E+04	0.78	2419.4	17.30	9.30
	22				18.6	11.04	9.49E+04		2384.8	20.64	11.40
	18				14.6	9.03	5.19E+04		2539.6	14.70	8.90
16	20	0.46	13.95	14.34	16.6	10.02	7.08E+04	0.81	2503.8	17.77	9.85
	22				18.6	11.04	9.43E+04		2468.0	21.23	11.76
	18				14.6	9.02	5.16E+04		2625.2	15.08	9.18
17	20	0.53	15.87	12.60	16.6	10.02	7.04E+04	0.84	2588.2	18.28	9.91
	22				18.6	11.03	9.37E+04		2551.2	21.79	12.16
	18				14.6	9.02	5.13E+04		2710.8	15.49	9.45
18	20	0.60	17.91	11.16	16.6	10.02	7.01E+04	0.86	2672.6	18.76	10.28
	22				18.6	11.03	9.32E+04		2634.4	22.38	12.66

Πίνακας 3.13. Υπολογισμός ροπής αδράνειας I_{cr} για τη ρηγματωμένη διατομή της στήριξης.

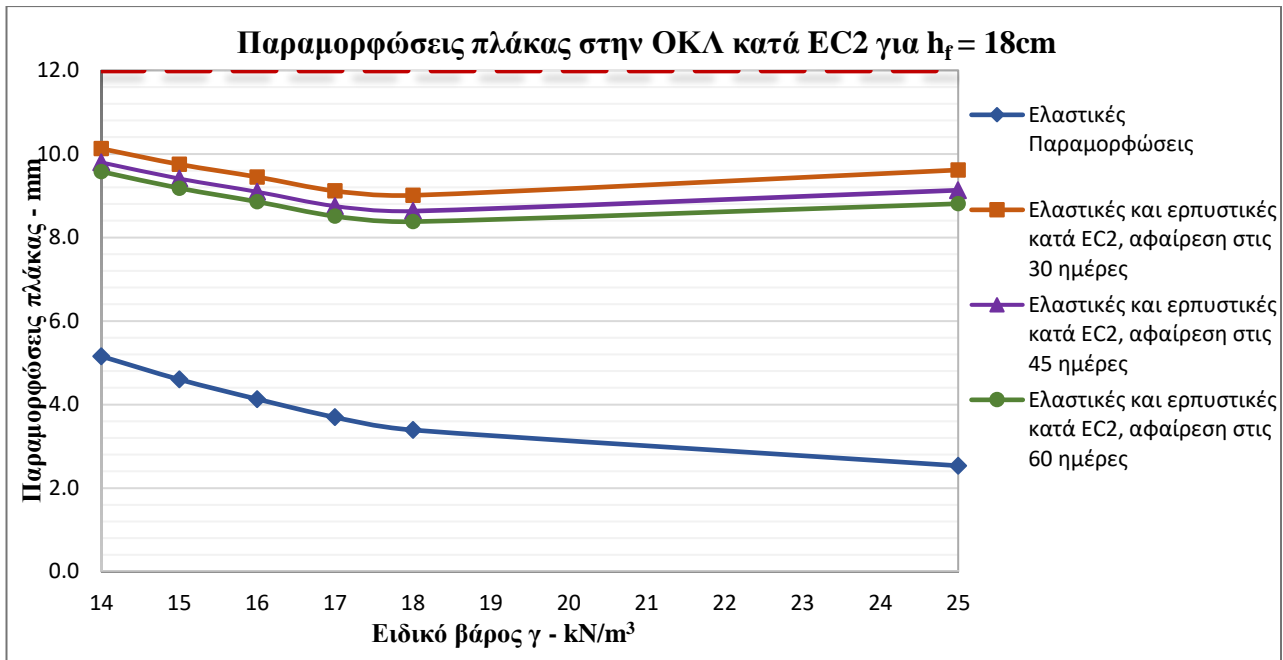
Ροπή αδράνειας ρηγματωμένης διατομής στήριξης				
γ (kN/m ³)	h_f (cm)	x_{cr} (cm)	I_{cr} (cm ⁴)	I_{cr}/I_u
25	18	2.72	5.18E+03	0.10
	20	2.93	6.96E+03	0.10
	22	3.11	8.79E+03	0.10
14	18	3.90	1.04E+04	0.20
	20	4.01	1.27E+04	0.18
	22	4.26	1.63E+04	0.17
15	18	3.75	9.62E+03	0.18
	20	3.79	1.13E+04	0.16
	22	4.07	1.47E+04	0.16
16	18	3.56	8.59E+03	0.17
	20	3.63	1.03E+04	0.14
	22	3.92	1.36E+04	0.14
17	18	3.39	7.72E+03	0.15
	20	3.51	9.54E+03	0.14
	22	3.72	1.22E+04	0.13
18	18	3.27	7.17E+03	0.14
	20	3.34	8.61E+03	0.12
	22	3.58	1.13E+04	0.12

3.4.4 Αποτελέσματα Ελέγχου Παραμορφώσεων

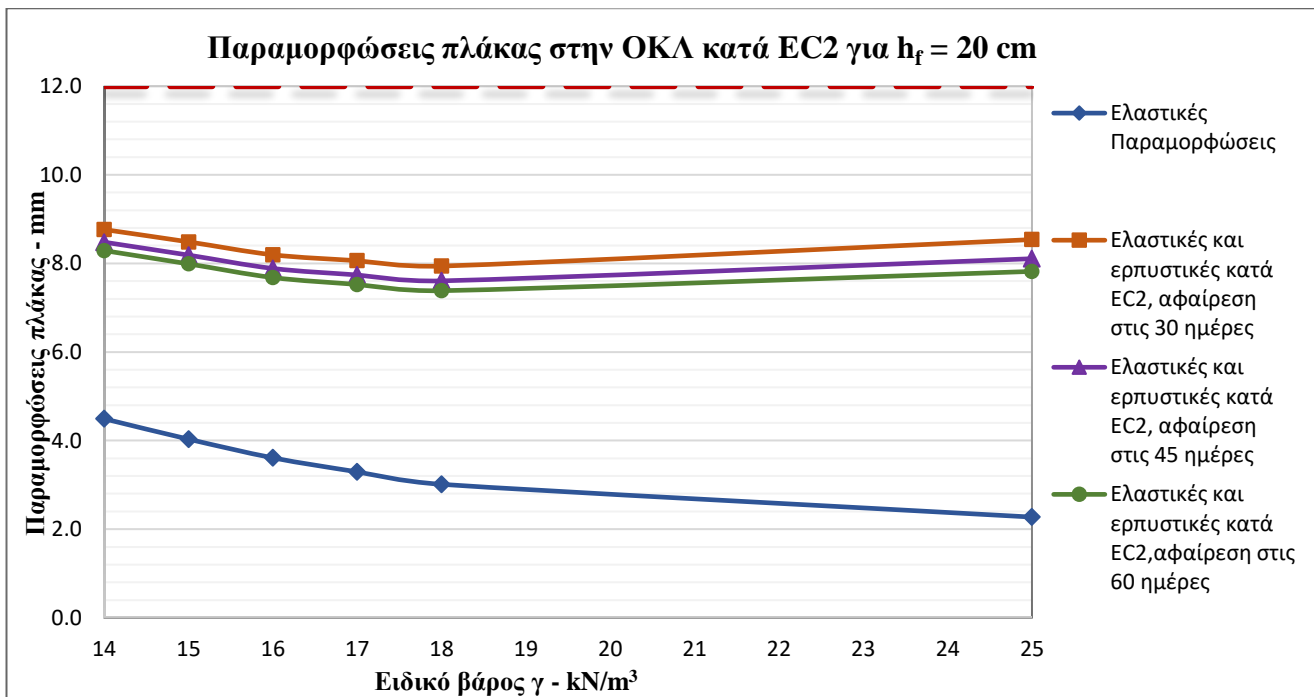
Τα τελικά αποτελέσματα των παραμορφώσεων της δυσμενέστερης πλάκας, δηλαδή της Πλάκας 3, παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.14 και στα σχήματα, Σχήμα 3.5, Σχήμα 3.7 και Σχήμα 3.8.

Πίνακας 3.14. Τελικές παραμορφώσεις Πλάκας 3, λόγω φορτίων συνδυασμού ΟΚΛ και ερπυσμού, για τα τρία σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων κατά EC2.

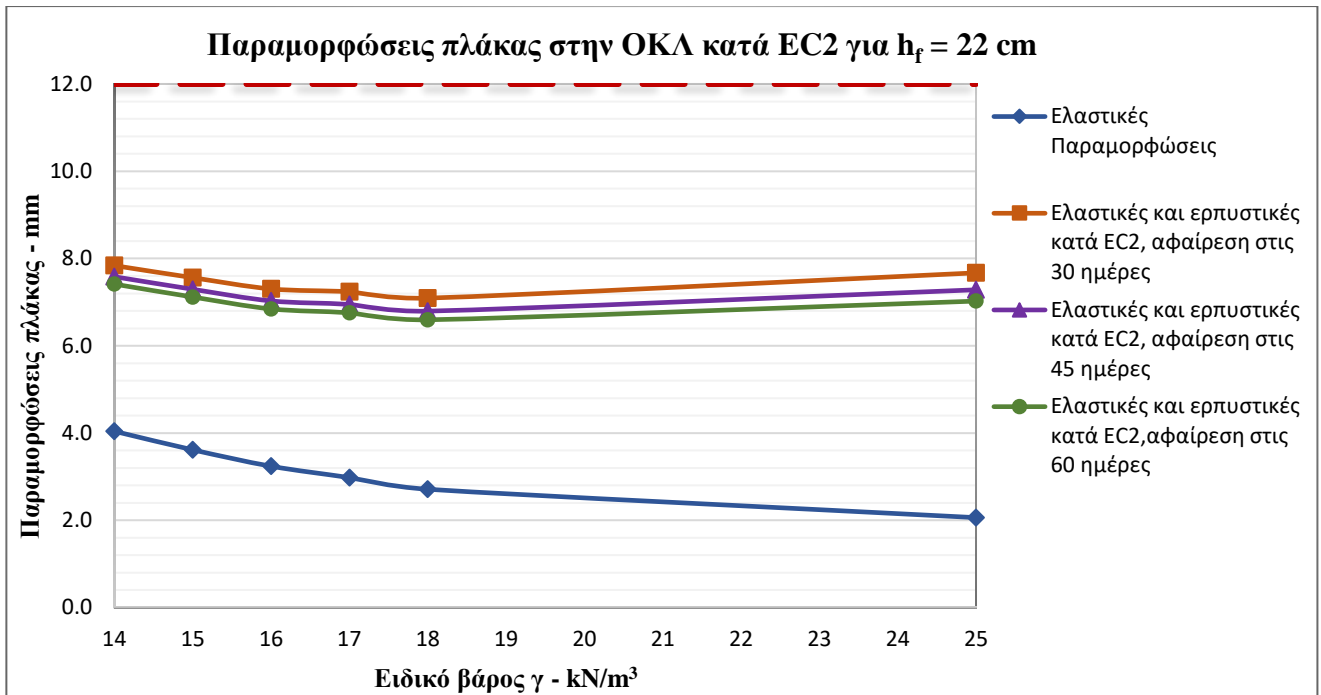
Τελικές παραμορφώσεις κατά EC2				
γ (kN/m ³)	h_f (cm)	$\Delta_{1,Π3,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{2,Π3,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{3,Π3,el+creep}$ (mm)
25	18	9.615	9.130	8.807
	20	8.538	8.106	7.819
	22	7.672	7.284	7.025
14	18	10.124	9.795	9.575
	20	8.764	8.479	8.289
	22	7.838	7.583	7.413
15	18	9.750	9.407	9.179
	20	8.486	8.187	7.988
	22	7.561	7.295	7.118
16	18	9.447	9.092	8.855
	20	8.194	7.886	7.680
	22	7.304	7.029	6.846
17	18	9.114	8.750	8.508
	20	8.061	7.739	7.525
	22	7.237	6.948	6.755
18	18	9.008	8.630	8.378
	20	7.940	7.606	7.384
	22	7.093	6.795	6.596



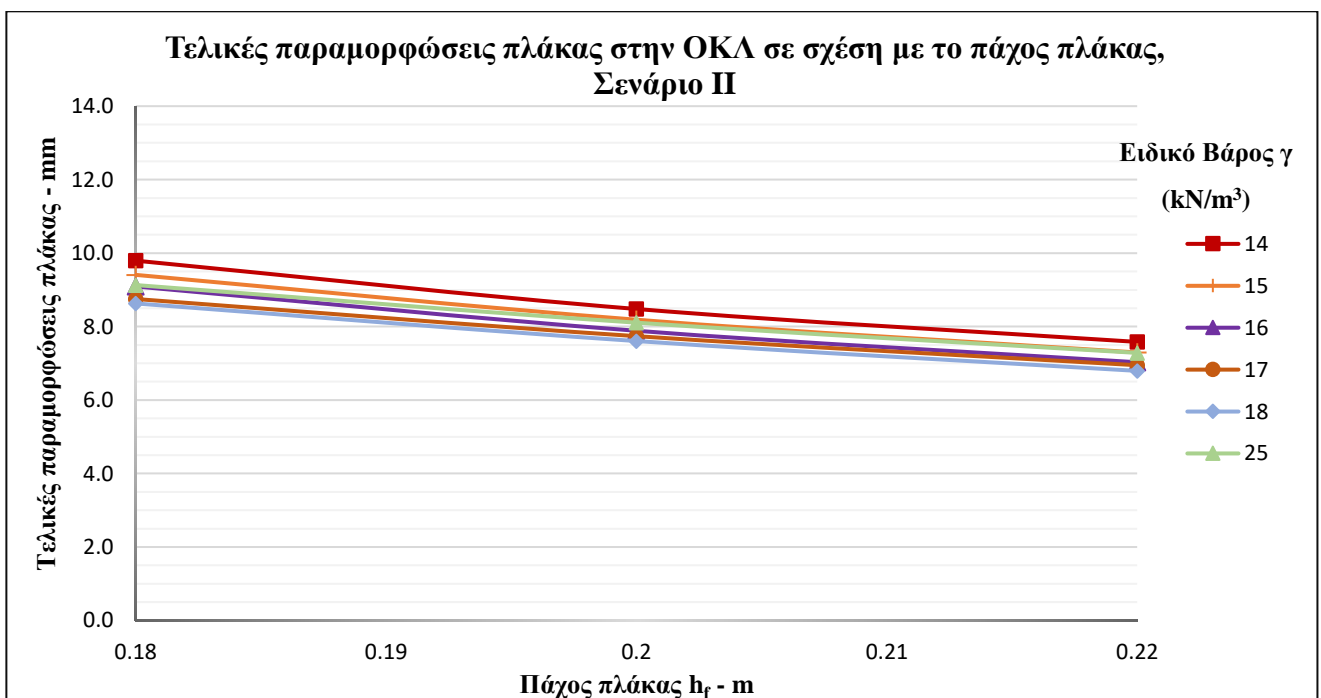
Σχήμα 3.5. Παραμορφώσεις Πλάκας 3 του 5^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά ειδικά βάρη σκυροδέματος γ και για πάχος πλάκας $h_f = 18\text{ cm}$ κατά EC2.



Σχήμα 3.6. Παραμορφώσεις Πλάκας 3 του 5^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά ειδικά βάρη γ σκυροδέματος και για πάχος πλάκας $h_f = 20\text{ cm}$ κατά EC2.



Σχήμα 3.7. Παραμορφώσεις Πλάκας 3 του 5^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά ειδικά βάρη γ σκυροδέματος και για πάχος πλάκας $h_f = 22$ cm κατά EC2.



Σχήμα 3.8. Σχέση τελικών παραμορφώσεων Πλάκας 3 του 5^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ με το πάχος της h_f για αφαίρεση ξυλοτύπων στις 45 ημέρες.

Επισημαίνεται ότι το όριο παραμόρφωσης με τιμή 12 mm αφορά στο τρίτο σενάριο ερπυσμού και το όριο με τιμή 24 mm αφορά στα πρώτα δύο σενάρια. Αρχικά, παρατηρείται ότι για το ΕΣ η αύξηση του ειδικού βάρους γ επιφέρει μείωση των ελαστικών παραμορφώσεων. Το μέτρο ελαστικότητας είναι συνάρτηση του μοναδιαίου βάρους, βλ. §

2.4, οπότε η αύξηση του γ συνεπάγεται αύξηση του E_{cm} και συνεπώς, μείωση των ελαστικών παραμορφώσεων, όπως αναμενόταν. Στο Σχήμα 3.8 παρατηρείται ότι για ειδικά βάρη ΕΣ με τιμή μεγαλύτερη ή ίση με 16 kN/m^3 , οι ελαστικές παραμορφώσεις είναι μικρότερες από τις παραμορφώσεις του σκυροδέματος κανονικού βάρους. Επομένως, η μείωση του ίδιου βάρους του ΕΣ φαίνεται να αντισταθμίζει τη μείωση του μέτρου ελαστικότητας.

Τόσο για το κτίριο από ΕΣ όσο και για το κτίριο από ΣΚΒ, ακόμα και για μικρά ειδικά βάρη, οι έλεγχοι των παραμορφώσεων σε ΟΚΛ ικανοποιούνται και δεν παρατηρούνται οριακές καταστάσεις. Η μέγιστη παραμόρφωση της Πλάκας 3 απεικονίζεται στο Σχήμα 3.5, για ΕΣ με $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ και πάχος πλάκας 18 cm και είναι ίση με 10.124 mm με όριο τα 24 mm. Από τα τρία σενάρια ερπυσμού οι μικρότερες παραμορφώσεις αντιστοιχούν στο τρίτο σενάριο με αφαίρεση ξυλοτύπων στις 60 ημέρες, που τότε θεωρούμε ότι τοποθετούνται τα μη φέροντα στοιχεία τοιχοποιίας. Συγκρίνοντας τις ελαστικές παραμορφώσεις με τις τελικές, διαπιστώνεται ότι η επιρροή του ερπυσμού είναι σημαντική και σε αρκετές περιπτώσεις οδηγεί σε παραμορφώσεις μεγαλύτερες από το διπλάσιο των ελαστικών, ανάλογα με το σενάριο ερπυσμού.

Διαπιστώνεται ότι για τις πλάκες η δρώσα ροπή είναι πάντα μικρότερη από τη ροπή ρηγμάτωσης, επομένως σε όλες τις περιπτώσεις η πλάκα δεν έχει ρηγματωθεί για τα φορτία του οιονεί-μόνιμου συνδυασμού δράσεων, βλ. Πίνακας 3.10, Πίνακας 3.12. Επομένως, στις τελικές παραμορφώσεις των πλακών δεν λήφθηκαν υπόψη οι παραμορφώσεις λόγω ρηγμάτωσης.

Η αύξηση του πάχους των πλακών συνεπάγεται μείωση των ελαστικών παραμορφώσεων, όπως παρατηρείται π.χ. στο σενάριο II, όπου η αύξηση του πάχους από 18 σε 22 cm, συνεπάγεται μείωση των παραμορφώσεων για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ίση με 22.5 %, για $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ίση με 21 % και για ΣΚΒ ίση με 20 %.

Επιπρόσθετα, παρατηρείται από τον Πίνακα 3.11 και τον

Πίνακα 3.13, ότι ο λόγος I_{cr} / I_{ucr} είναι μικρότερος στο ΣΚΒ από ότι στο ΕΣ, με τη μεγαλύτερη διαφορά να εμφανίζεται στη διατομή στήριξης. Στη διατομή ανοίγματος, για τις πλάκες από ΣΚΒ, ο λόγος είναι ίσος με 0.08 περίπου, ενώ για το ΕΣ κυμαίνεται από 0.10 έως 0.17. Στη διατομή στήριξης, για τις πλάκες από ΣΚΒ, ο λόγος είναι ίσος με την τιμή 0.10 περίπου, ενώ για το ΕΣ κυμαίνεται από 0.12 έως 0.20. Ένας παράγοντας που επηρεάζει αυτές τις τιμές είναι ο συντελεστής $\alpha_e = E_s / E_{cm}$, όπου για το ΕΣ είναι μεγαλύτερος λόγω μικρότερου μέτρου ελαστικότητας.

Συνεπώς, από τον έλεγχο των παραμορφώσεων σε ΟΚΛ διαπιστώνεται ότι η ελάχιστη τιμή του ειδικού βάρους γ που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο συγκεκριμένο κτίριο είναι 14 kN/m^3 και πάχος πλάκας ίσο με 18 cm.

3.5 Διερεύνηση Σχέσης Πάχους Πλάκας με Απαιτούμενο Οπλισμό

Σκοπός της ανάλυσης είναι η διερεύνηση της επιρροής της μεταβολής του πάχους πλάκας από ΕΣ και από ΣΚΒ στους συνολικούς οπλισμούς. Η πλάκα που μελετάται έχει τις ίδιες συνθήκες στήριξης με την Πλάκα 3 του 5^{ου} ορόφου, βλ. Σχήμα 3.4, για διάφορες τιμές του h_f , των διαστάσεων της πλάκας $L \times L$ και των τιμών των επιβαλλόμενων κινητών δράσεων q_k . Στην παρούσα ανάλυση αγνοούνται εντελώς οι έλεγχοι παραμορφώσεων.

3.5.1 Παραδοχές

Το υλικό κατασκευής της πλάκας είναι, τόσο από ΕΣ για ειδικά βάρη $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, όσο και από ΣΚΒ. Οι διαστάσεις της πλάκας που μελετώνται είναι $6 \times 6 \text{ m}$, $5 \times 5 \text{ m}$ και $4 \times 4 \text{ m}$. Η επικάλυψη για το ΕΣ είναι 30 mm για κατηγορία έκθεσης XC1, ενώ

για το ΣΚΒ είναι 25 mm, βλ. § 2.10. Τα φορτία επικάλυψης που επιβάλλονται στην πλάκα είναι 2 kN/m². Τα κινητά φορτία είναι,

- $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ για χρήση κατοικίας, κατηγορίας A
- $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ για χρήση χώρου συνάθροισης, κατηγορίας C3
- $q_k = 7.5 \text{ kN/m}^2$ για χρήση αποθηκευτικού χώρου, κατηγορίας E1

Οι τιμές αυτές λαμβάνονται με βάση την κατηγορία χρήσης, από τους πίνακες 6.1 έως 6.4 του EC1 [11]. Επίσης, για μήκος πλευράς πλάκας $L = 6 \text{ m}$, το πάχος πλάκας h_f που εξετάζεται, κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 14-28 cm, για $L = 5 \text{ m}$, κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 12-26 cm και για $L = 4 \text{ m}$, κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 10-24 cm.

3.5.2 Διαδικασία Υπολογισμού

Η συνολική φόρτιση της πλάκας είναι $q_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_k$. Η ροπή σχεδιασμού υπολογίζεται με τη θεώρηση ότι στο άνοιγμα εφαρμόζεται φόρτιση $p_1 = 1,175 \cdot G + 0,75 \cdot Q_k$ με πλήρη πάκτωση και $p_2 = 0,175 \cdot G + 0,75 \cdot Q_k$ με απλή έδραση. Για τη στήριξη θεωρείται ότι εφαρμόζεται φόρτιση p_1 με πλήρη πάκτωση και p_2 με πάκτωση στη μία πλευρά για X και Y διεύθυνση, αντίστοιχα. Από τις φορτίσεις αυτές υπολογίζεται η ροπή σχεδιασμού M_{sd} .

Η διαδικασία υπολογισμού των ροπών σχεδιασμού της πλάκας γίνεται σύμφωνα με τους πίνακες μεμονωμένων πλακών κατά Czerny, τόσο για το ΣΚΒ όσο και για το ΕΣ. Όπως αναφέρθηκε στην § 2.5, η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας του ΕΣ λαμβάνει την τιμή $\varepsilon_{lcu2} = 3.5 \cdot \eta_1 \text{ ‰}$, όπου η_1 ορίστηκε στη (2.1). Για το ΕΣ, επειδή στους πίνακες CEB δε λαμβάνεται υπόψη αυτή η μείωση, χρησιμοποιούνται οι σχέσεις του Παραρτήματος Β και τη χρήση του επιλυτή *Solver* του λογισμικού MS Excel. Οι ροπές αντοχής των διατομών υπολογίζονται με μεγέθη ορθής έντασης. Έπειτα, συγκρίθηκαν, η ροπή αντοχής που προέκυψε με τον επιλυτή, δεδομένου ότι $\varepsilon_{lcu2} = 3.5 \cdot \eta_1 \text{ ‰}$, με τη ροπή αντοχής για οπλισμό των πλακών που υπολογίζεται με τη χρήση των πινάκων CEB. Τελικά, διαπιστώθηκε ότι η διαφορά μεταξύ των ροπών αντοχής είναι μικρότερη από 1%. Συνεπώς, οι οπλισμοί επιλέγονται απευθείας μέσω πινάκων CEB. Σημειώνεται ότι ως $A_{s,req}$ ορίζεται ο απαιτούμενος οπλισμός για ροπές σχεδιασμού που προκύπτουν από τους πίνακες CEB.

Σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις του EC2 [12], τα ελάχιστα σίδερα υπολογίζονται με βάση τη σχέση που ακολουθεί.

$$A_{s,min} = \max [\rho_{min} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d], \quad (3.28)$$

όπου b είναι το πλάτος πλάκας και ίσο με 1 m, d το στατικό ύψος και ρ_{min} δίνεται από τη σχέση,

$$\rho_{min} = \frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}, \quad (3.29)$$

Οι μέγιστες αποστάσεις μεταξύ ράβδων είναι,

- $\max S = \min[2 \cdot h, 250]$ για κύρια διεύθυνση με ένταση
- $\max S = \min[3 \cdot h, 400]$ για κύρια διεύθυνση χωρίς ένταση
- $\max S = \min[3 \cdot h, 400]$ για δευτερεύουσα διεύθυνση με ένταση
- $\max S = \min[3.5 \cdot h, 450]$ για δευτερεύουσα διεύθυνση χωρίς ένταση

Επίσης, στη γωνία της πλάκας που συντρέχουν δύο ελεύθερα στρεπτές στηρίξεις τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού στο άνω και κάτω πέλμα, *οπλισμού συστροφής*, σε απόσταση $0.3 \cdot L$ και ο οπλισμός είναι ίσος με το μέγιστο οπλισμό του ανοίγματος. Στις δύο γωνίες της πλάκας που συντρέχουν πάκτωση με έδραση, τοποθετήθηκε οπλισμός συστροφής ίσος με το μισό του μέγιστου οπλισμού του ανοίγματος σε απόσταση $0.3 \cdot L$. Όσον αφορά τους οπλισμούς του κάτω πέλματος του ανοίγματος, έγινε η θεώρηση ότι το 50% των ράβδων αυτών επεκτείνεται μέχρι τις στηρίξεις. Επιπρόσθετα, οι τελικοί οπλισμοί που προέκυψαν με βάση τους υπολογισμούς, αυξήθηκαν κατά 10% για να ληφθούν υπόψη κατασκευαστικοί λόγοι.

Μετά την όπλιση των πλακών υπολογίστηκε το βάρος των συνολικών οπλισμών σε kg/m^3 κατά περίπτωση, βλ. Πίνακα Α.10, Παράρτημα Α. Οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό του βάρους ακολουθούν παρακάτω.

$$\Phi_L \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) = \frac{\Phi_L^2}{162,2}, \quad (3.30)$$

$$L_{tot} = N_0 \cdot L_{\text{ράβδου}}, \quad (3.31)$$

$$W_{tot, \text{οπλισμών}} (\text{kg}) = L_{tot} \cdot \frac{\Phi_L^2}{162,2}, \quad (3.32)$$

$$W_{tot, \text{οπλισμών}} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = \frac{L_{tot} \cdot \frac{\Phi_L^2}{162,2}}{h_f \cdot (b_w + L_{\Pi_1})}, \quad (3.33)$$

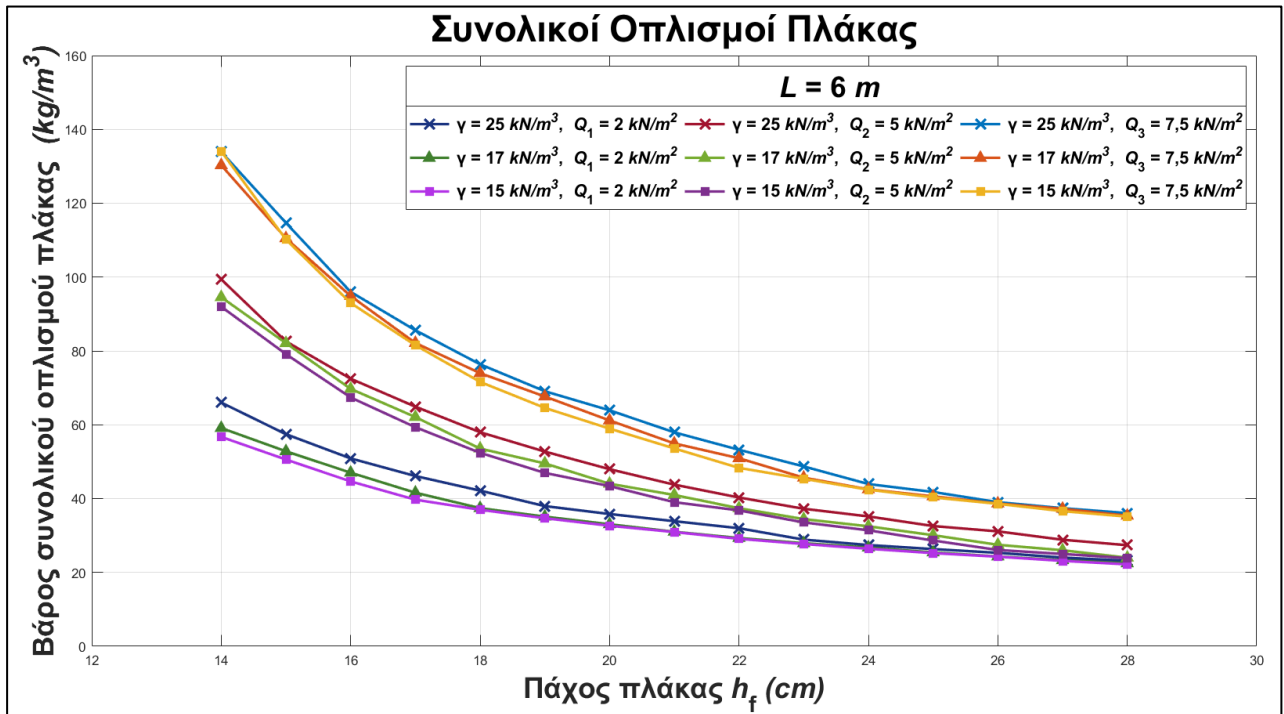
3.5.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης Ευαισθησίας

Από την ανάλυση προέκυψαν 27 περιπτώσεις για τον υπολογισμό του βάρους των οπλισμών της πλάκας, λαμβάνοντας υπόψη τις μεταβολές στα μεγέθη των κινητών φορτίων, των διαστάσεων της πλάκας και των ειδικών βαρών για ΕΣ και για ΣΚΒ. Στο παράρτημα Β παρουσιάζονται ενδεικτικά οι πίνακες υπολογισμού για πλάκα διαστάσεων 6×6 m και για κινητό φορτίο 2 kN/m^2 , για πλάκα διαστάσεων 5×5 m και κινητό φορτίο 5 kN/m^2 και για πλάκα διαστάσεων 4×4 m και για κινητό φορτίο 7.5 kN/m^2 . Συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα όλων των περιπτώσεων απεικονίζονται στο Σχήμα 3.9, Σχήμα 3.10 και Σχήμα 3.11.

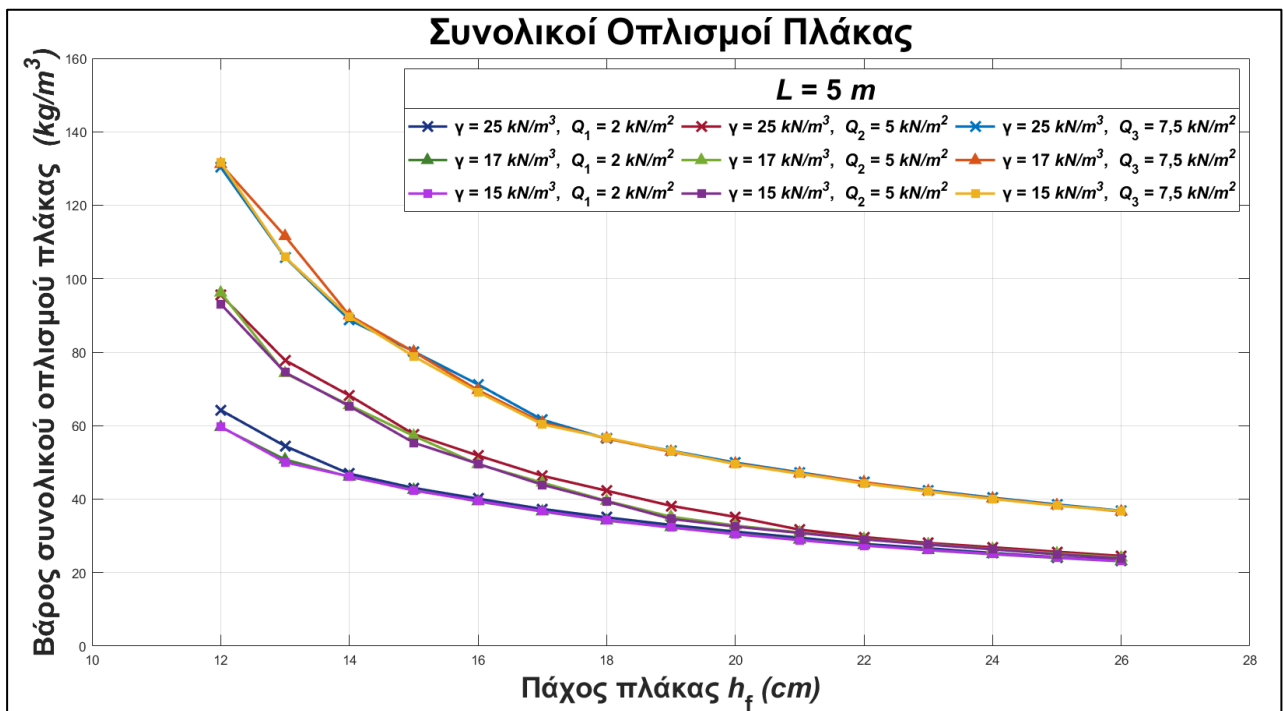
Για μικρότερα ειδικά βάρη παρατηρείται μικρή μείωση της χρήσης του χάλυβα, κυρίως στην πλάκα με διαστάσεις 6×6 m και για μειωμένο κινητό φορτίο q_k και πάχος πλάκας h_f , η μείωση της χρήσης των οπλισμών είναι πιο αισθητή. Πιο ειδικά, για $L = 6$ m και $h_f = 14$ cm, η μείωση των οπλισμών για χρήση $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ αντί ΣΚΒ οδηγεί σε μείωση της χρήσης χάλυβα 10,5 %. Όμως, στο Σχήμα 3.11 φαίνεται ότι, για την πλάκα με τη μικρότερη διάσταση $L = 4$ m, λαμβάνοντας υπόψη τιμές $h_f \geq 16$ cm και για όλες τις περιπτώσεις κινητών φορτίων, δεν παρατηρείται καμία ουσιαστική εξοικονόμηση στους οπλισμούς με την επιλογή $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ή $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ αντί για ΣΚΒ. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι τα μόνιμα φορτία του μέλους είναι μικρά, επομένως η μείωση του ίδιου βάρους του ΕΣ δεν παίζει σημαντικό ρόλο.

Επιπρόσθετα, παρατηρείται ότι, για όλα τα ειδικά βάρη γ , η μείωση του πάχους της πλάκας αυξάνει την απαίτηση σε οπλισμό. Συγκεκριμένα, το μήκος ανοίγματος των 6 m δημιουργεί τέτοιου μεγέθους ροπές που το μειωμένο στατικό ύψος, λόγω μείωσης του h_f , δε μπορεί να αναλάβει χωρίς αύξηση των οπλισμών. Άρα, η μείωση του πάχους της πλάκας κάτω από 16 cm είναι αντιοικονομική από άποψη χρήσης του χάλυβα. Επίσης, η ελάχιστη

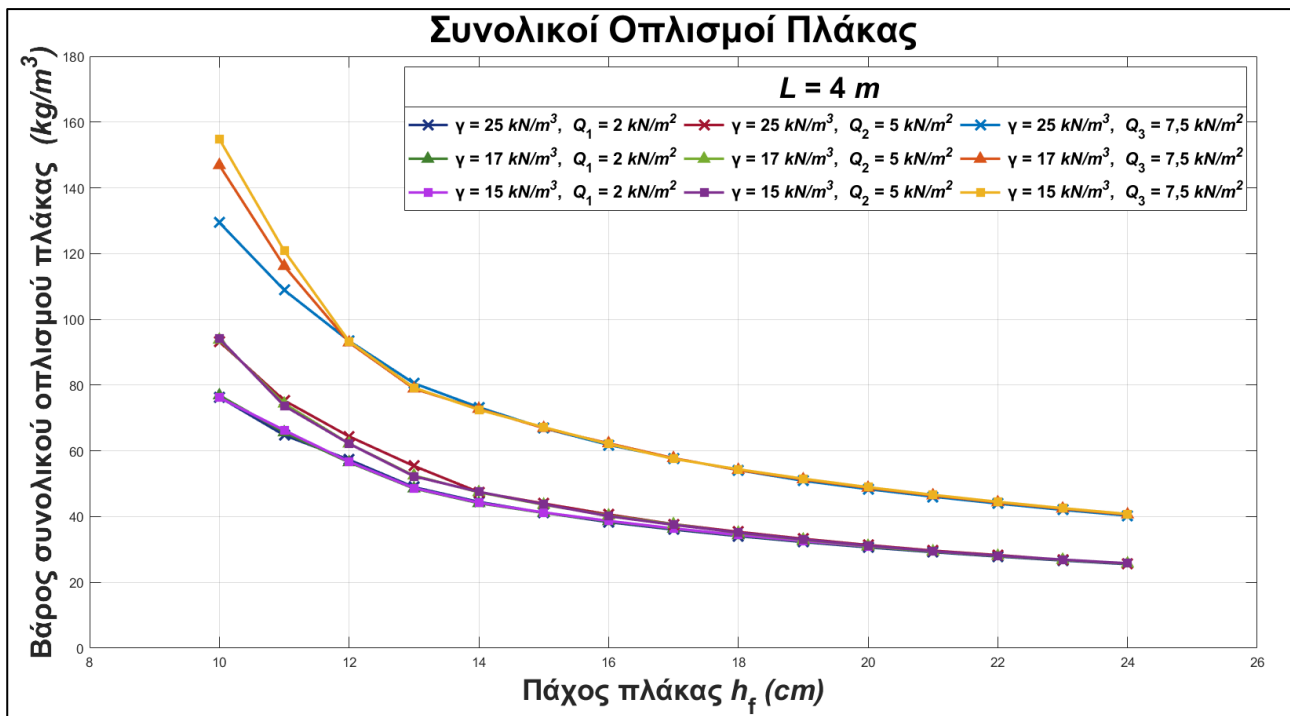
όπλιση δίνεται για όλες τις περιπτώσεις για τη μέγιστη τιμή του πάχους. Για τα μεγαλύτερα πάχη πλάκας, το στατικό ύψος αυξάνεται και τα ελάχιστα σίδερα μπορούν να αναλάβουν τις ροπές που δημιουργούνται.



Σχήμα 3.9. Βάρος συνολικών οπλισμών πλάκας σε kg/m³ σε σχέση με το πάχος πλάκας h_f cm για ειδικά βάρη ΕΣ $\gamma = 15, 17$ και για ΣΚΒ, με διαστάσεις πλάκας 6×6.



Σχήμα 3.10. Βάρος συνολικών οπλισμών πλάκας σε kg/m³ σε σχέση με το πάχος πλάκας h_f cm για ειδικά βάρη ΕΣ $\gamma = 15, 17$ και για ΣΚΒ, με διαστάσεις πλάκας 5×5.



Σχήμα 3.11. Βάρος συνολικών οπλισμών πλάκας σε kg/m^3 σε σχέση με το πάχος πλάκας h_f cm για ειδικά βάρη ΕΣ $\gamma = 15, 17$ και για ΣΚΒ, με διαστάσεις πλάκας 4×4 .

3.6 Σεισμική Ανάλυση

3.6.1 Παραδοχές

Για την ελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000 v20.0 [5] και εφαρμόστηκε η δυναμική φασματική μέθοδος, *Response Spectrum Analysis*. Η ανάλυση για τα σεισμικά φορτία έγινε για όλα τα προσομοιώματα, που περιγράφηκαν στην § 3.1, δηλαδή για τους συνδυασμούς γ από 14 έως 18 kN/m³ και $h_f = 18, 20$ και 22 cm για το κτίριο από ΕΣ και για $h_f = 18, 20$ και 22 cm για το κτίριο από ΣΚΒ.

Καθώς το κτίριο έχει διπλή συμμετρία κατά τις κύριες διευθύνσεις X και Y , μελετάται μόνο η μία διεύθυνση. Όπως αναφέρθηκε στην § 3.3.1, για τους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με ραβδόμορφα στοιχεία και θεωρήθηκε πλήρης διαφραγματική λειτουργία στα επίπεδα των ορόφων για την προσομοίωση των πλακών. Επίσης, και για τα δύο προσομοιώματα έγινε η παραδοχή ότι αγνοείται η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης, με τη θεώρηση πλήρους πάκτωσης των κατακόρυφων στοιχείων στη στάθμη της θεμελίωσης.

Τα δομικά μέλη του φορέα σχεδιάζονται για μέση κατηγορία πλαστιμότητας. Οι τιμές των ροπών αδράνειας των ρηγματωμένων διατομών των δοκών και υποστυλωμάτων λαμβάνονται ίσες με το 50 % των αρηγμάτων, σύμφωνα με την § 4.3.1 (7) του EC8 [13] και η τιμή της στρεπτικής ροπή της διατομής θεωρείται ίση με το 10 % της αρηγμάτωσης.

Επιπρόσθετα, με το λογισμικό αυτό, δεν είναι δυνατή η εκτέλεση του ελέγχου περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, που παρουσιάζεται αναλυτικά στην § 3.6.6. Για τα προσομοιώματα το λογισμικό λαμβάνει υπόψη τη μείωση της διατμητικής αντοχής του ΕΣ μέσω του συντελεστή *shear strength reduction factor* κατά την εισαγωγή των χαρακτηριστικών του υλικού, βλ. § 2.13.

3.6.2 Οπλισμοί Κάμψης

Για το ΣΚΒ, πραγματοποιείται αυτόματα ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού των δομικών στοιχείων του φορέα κατά EC2 [12] και EC8 [13], μέσω του εργαλείου *Concrete Design* του λογισμικού, λαμβάνοντας υπόψη τη μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή των εντατικών μεγεθών. Επίσης, παρέχεται η δυνατότητα εφαρμογής ικανοτικού ελέγχου κόμβου [6]. Όμως, για το ελαφροσκυρόδεμα, κατά την όπλιση του φορέα δεν λαμβάνεται υπόψη η μείωση της μέγιστης θλιπτικής παραμόρφωσης ϵ_{lcu2} από 3.5 % σε $3.5 \cdot \eta_1$ %, με η_1 όπως ορίζεται στην § 2.3.

Με χρήση των σχέσεων του Παραρτήματος Β, που αφορά στον υπολογισμό μεγεθών ορθής έντασης με επιλυτή του MS-Excel, υπολογίστηκαν οι ροπές αντοχής μόνο για τα δυσμενέστερα μέλη του φορέα για $\epsilon_{lcu2} = 3.5 \cdot \eta_1$ %. Για τα δομικά στοιχεία από ΣΚΒ, λήφθηκαν οι τιμές των απαιτούμενων οπλισμών, $A_{s,req}$, από το λογισμικό και με βάση αυτούς υπολογίστηκαν αναλυτικά οι τελικοί οπλισμοί για καλύτερη εποπτεία της κατασκευής, για $A_{s,τοποθετούμενο} > A_{s,req}$. Έπειτα, έγινε σύγκριση μεταξύ των ροπών αντοχής τους για τα δυσμενέστερα μέλη του φορέα.

Για τις δοκούς από ΕΣ διαπιστώθηκε ότι η μείωση της ροπής αντοχής είναι μικρότερη από 1 %. Για τα υποστυλώματα η μέγιστη μείωση που παρουσιάστηκε για τα πιο δυσμενή μέλη ήταν ίση περίπου με 5 %, λόγω των μεγαλύτερων τιμών του αξονικού θλιπτικού φορτίου. Αυτό επιφέρει μία σημαντικά μεγαλύτερη μείωση της ροπής αντοχής σε σύγκριση με τις δοκούς. Ωστόσο, οι τελικοί οπλισμοί, που υπολογίστηκαν αναλυτικά, επιλέχθηκαν με μικρή αύξηση σε σχέση με τους απαιτούμενους του λογισμικού, οπότε και διατηρήθηκαν.

3.6.3 Φορτία Σχεδιασμού και Διαστάσεις Δοκών

Στους παρακάτω πίνακες, παρατίθενται ενδεικτικά τα φορτία σχεδιασμού, που υπολογίστηκαν για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και ΣΚΒ, τα οποία θα παρουσιαστούν στην § 3.7. Σημειώνεται ότι για τις δοκούς D2 του 5^{ου} ορόφου, το πάχος κορμού b_w αυξήθηκε από 0.25 σε 0.30 m, προκειμένου να ικανοποιείται ο έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψη σκυροδέματος. Επισημαίνεται ότι οι διαστάσεις όλων των υπόλοιπων δοκών για τα προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ είναι 0.6×0.25 m.

Πίνακας 3.15. Υπολογισμός φορτίων τελικού προσομοιώματος από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$ για σχεδιασμό σε ΟΚΑ.

Φορτία προσομοιώματος ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$									
Δοκός	Κωδικός	G _{l.b. δοκού} (kN/m)	G _{τοιχοπ} (kN/m)	L _{δοκού} (m)	E (m ²)	G _{πλάκας} (kN/m)	Q _{πλάκας} (kN/m)	G _{ολ.} (kN/m)	Q _{ολ.} (kN/m)
D101	D1	2.25	3.51	6	6.6	4.6	3.3	10.4	3.3
D102	D3	2.25	3.51	6	5.2	3.6	2.6	9.4	2.6
D104	D2	2.25	0.00	6	22.3	15.6	11.2	17.9	11.2
D105	D4	2.25	0.00	6	18.0	12.6	9.0	14.9	9.0
D201	D1	2.25	3.51	6	6.6	4.6	3.3	10.4	3.3
D202	D3	2.25	3.51	6	5.2	3.6	2.6	9.4	2.6
D204	D2	2.25	0.00	6	22.3	15.6	11.2	17.9	11.2
D205	D4	2.25	0.00	6	18.0	12.6	9.0	14.9	9.0
D301	D1	2.25	3.51	6	6.6	4.6	3.3	10.4	3.3
D302	D3	2.25	3.51	6	5.2	3.6	2.6	9.4	2.6
D304	D2	2.25	0.00	6	22.3	15.6	11.2	17.9	11.2
D305	D4	2.25	0.00	6	18.0	12.6	9.0	14.9	9.0
D401	D1	2.25	3.51	6	6.6	4.6	3.3	10.4	3.3
D402	D3	2.25	3.51	6	5.2	3.6	2.6	9.4	2.6
D404	D2	2.25	0.00	6	22.3	15.6	11.2	17.9	11.2
D405	D4	2.25	0.00	6	18.0	12.6	9.0	14.9	9.0
D501	D1	2.25	3.51	6	6.6	5.2	3.3	10.9	3.3
D502	D3	2.25	3.51	6	5.2	4.1	2.6	9.8	2.6
D504	D2	2.70	0.00	6	22.3	17.5	11.2	20.2	11.2
D505	D4	2.25	0.00	6	18.0	14.1	9.0	16.4	9.0

Πίνακας 3.16. Υπολογισμός φορτίων τελικού προσομοιώματος από ΣΚΒ με $h_f = 18 \text{ cm}$ για σχεδιασμό σε ΟΚΑ.

Φορτία προσομοιώματος ΣΚΒ με $h_f = 18 \text{ cm}$									
Δοκός	Κωδικός	G _{l.b. δοκού} (kN/m)	G _{τοιχοπ} (kN/m)	L _{δοκού} (m)	E (m ²)	G _{πλάκας} (kN/m)	Q _{πλάκας} (kN/m)	G _{ολ.} (kN/m)	Q _{ολ.} (kN/m)

D101	D1	3.75	3.51	6	6.6	6.6	3.3	13.8	3.3
D102	D3	3.75	3.51	6	5.2	5.2	2.6	12.5	2.6
D104	D2	3.75	0.00	6	22.3	22.3	11.2	26.1	11.2
D105	D4	3.75	0.00	6	18.0	18.0	9.0	21.8	9.0
D201	D1	3.75	3.51	6	6.6	6.6	3.3	13.8	3.3
D202	D3	3.75	3.51	6	5.2	5.2	2.6	12.5	2.6
D204	D2	3.75	0.00	6	22.3	22.3	11.2	26.1	11.2
D205	D4	3.75	0.00	6	18.0	18.0	9.0	21.8	9.0
D301	D1	3.75	3.51	6	6.6	6.6	3.3	13.8	3.3
D302	D3	3.75	3.51	6	5.2	5.2	2.6	12.5	2.6
D304	D2	3.75	0.00	6	22.3	22.3	11.2	26.1	11.2
D305	D4	3.75	0.00	6	18.0	18.0	9.0	21.8	9.0
D401	D1	3.75	3.51	6	6.6	6.6	3.3	13.8	3.3
D402	D3	3.75	3.51	6	5.2	5.2	2.6	12.5	2.6
D404	D2	3.75	0.00	6	22.3	22.3	11.2	26.1	11.2
D405	D4	3.75	0.00	6	18.0	18.0	9.0	21.8	9.0
D501	D1	3.75	3.51	6	6.6	7.1	3.3	14.4	3.3
D502	D3	3.75	3.51	6	5.2	5.6	2.6	12.9	2.6
D504	D2	3.75	0.00	6	22.3	24.2	11.2	27.9	11.2
D505	D4	3.75	0.00	6	18.0	19.5	9.0	23.3	9.0

3.6.4 Συνδυασμοί Δράσεων

Για τη δυναμική φασματική ανάλυση ορίζονται οι συνδυασμοί που λαμβάνουν υπόψη την ταυτόχρονη δράση του σεισμού κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y και γίνεται επαλληλία με τα κατακόρυφα φορτία. Ο συνδυασμός δράσεων που εισάγεται στο λογισμικό διαμορφώνεται ως $G_k + \psi_2 \cdot Q_k \pm E$, όπου $\psi_2 = 0.3$ για κτίριο με χρήση γραφείων § 3.1. Οι σεισμικές δράσεις E εισάγονται ως

- $\pm \text{Φάσμα}_{,X} \pm 0.3 \cdot \text{Φάσμα}_{,Y}$
- $\pm 0.3 \cdot \text{Φάσμα}_{,X} \pm \text{Φάσμα}_{,Y}$

όπου $\text{Φάσμα}_{,X}$ περιλαμβάνει τη σεισμική διέγερση κατά X με τη δυναμική φασματική ανάλυση και $\text{Φάσμα}_{,Y}$ περιλαμβάνει τη σεισμική διέγερση κατά Y με τη δυναμική φασματική ανάλυση. Οι συνδυασμοί αυτοί εισάγονται χειροκίνητα με τον καθορισμό συνδυασμών φόρτισης, *Load Combinations*, και όχι με αυτοματοποιημένο τρόπο για καλύτερη εποπτεία. Είναι προφανές ότι από τα σεισμικά φορτία προκύπτουν οκτώ συνδυασμοί φόρτισης για τη θεώρηση σεισμικής δύναμης κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y . Στο λογισμικό λαμβάνεται υπόψη η εναλλαγή προσήμων, άρα αρκεί η εισαγωγή μόνο δύο σεισμικών συνδυασμών. Επίσης, εισάγεται ο συνδυασμός δράσεων για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια $1.35 \cdot G_k + 1.50 \cdot Q_k$.

Για τη μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης επιλέχθηκε οι συνδυασμοί των σεισμικών φορτίων να γίνονται στο λογισμικό με τον κανόνα τετραγωνικής επαλληλίας SRSS, *Square Root of Sum of Squares*. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η χρήση των

φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες δε συμβαίνουν ταυτόχρονα και οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο.

3.6.5 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση και τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Εφαρμόζεται σε όλους τους τύπους κατασκευών χωρίς περιορισμούς.

3.6.5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Σύμφωνα με την § 4.3.3.3.1 (2) του EC8 [13], πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση της κατασκευής. Για να ικανοποιείται η παραπάνω απαίτηση πρέπει:

- το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90 % της συνολικής μάζας της κατασκευής
- να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες που είναι μεγαλύτερες από το 5 % της συνολικής μάζας

Επίσης, όταν χρησιμοποιείται ένα χωρικό μοντέλο, τα ανωτέρω πρέπει να ικανοποιούνται και στις δύο κύριες διευθύνσεις.

Η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία $G_k+0.3\cdot Q_k$. Για τον υπολογισμό της ταλαντούμενης μάζας λαμβάνονται υπόψη τα ίδια βάρη των δοκών και των υποστυλωμάτων, τα φορτία πλακών που μεταφέρονται στις δοκούς μέσω των επιφανειών επιρροής, βλ. § Σχήμα 3.2, και τα φορτία τοιχοποιίας. Ακολουθώντας, παρουσιάζονται οι μάζες και οι μαζικές ροπές αδράνειας κάθε ορόφου όπως υπολογίστηκαν για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ. Σημειώνεται ακόμη ότι, κατά την § 4.3.1 (4) του EC8, όταν τα διαφράγματα των ορόφων του κτιρίου λαμβάνονται ως άκαμπτα στα επίπεδά τους, μπορεί να γίνει η θεώρηση ότι οι μάζες και οι ροπές αδράνειας κάθε ορόφου συγκεντρώνονται στο κέντρο βάρους του υπόψη ορόφου.

Πίνακας 3.17. Υπολογισμός μαζών ορόφων για τελικό προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Όροφος	G (kN)	Q (kN)	G + 0.3·Q (kN)	m = G + 0.3·Q / g (tn)	J _m (tn·m ²)
5 ^{ος}	2067.9	915.3	2342.5	238.8	12894.7
4 ^{ος}	1897.2	907.9	2169.5	221.2	11942.4
3 ^{ος}	1911.0	898.6	2180.6	222.3	12003.5
2 ^{ος}	1925.6	893.5	2193.6	223.6	12075.0
1 ^{ος}	1925.6	893.5	2193.6	223.6	12075.0

Πίνακας 3.18. Υπολογισμός μαζών ορόφων για τελικό προσομοίωμα από ΣΚΒ με $h_f = 18 \text{ cm}$.

Όροφος	G (kN)	Q (kN)	G + 0.3·Q (kN)	m = G + 0.3·Q / g (tn)	J _m (tn·m ²)
5 ^{ος}	2847.2	915.3	3121.8	318.2	17184.3

4 ^{ος}	2708.5	903.2	2979.5	303.7	16400.7
3 ^{ος}	2720.3	895.7	2989.0	304.7	16453.2
2 ^{ος}	2727.7	895.1	2996.2	305.4	16493.0
1 ^{ος}	2740.0	891.7	3007.5	306.6	16555.2

Ο μέγιστος αριθμός ιδιομορφών ορίστηκε ίσος με 15 λαμβάνοντας υπόψη ότι σε κάθε όροφο η μάζα έχει δύο μεταφορικές ελευθερίες κίνησης κατά X και Y και μία στρεπτική γύρω από τον Z . Στους Πίνακας 3.19 και Πίνακας 3.20 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης των τελικών προσομοιωμάτων από ΕΣ και ΣΚΒ.

Παρατηρείται ότι για το προσομοίωμα από ΕΣ στην πρώτη ιδιομορφή η συμμετοχή των μαζών στη μετακίνηση κατά τον άξονα X είναι 0.17 %, ενώ κατά Y είναι 80.99 %, άρα η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορικού χαρακτήρα με μηδενική στροφική μετακίνηση, με δεσπόζουσα ταλάντωση κατά μήκος του άξονα Y . Αντίστοιχα, για το προσομοίωμα από ΣΚΒ, η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορικού χαρακτήρα με ποσοστό ενεργοποίησης κατά X είναι 1.37 % και κατά Y είναι 81.27 %.

Καθώς, τα κτίρια είναι συμμετρικά ίδια αποτελέσματα λαμβάνονται για τη δεύτερη ιδιομορφή, όμως με δεσπόζουσα ταλάντωση κατά μήκος του X . Ακόμα, η τρίτη ιδιομορφή και στα δύο προσομοιώματα είναι στροφικού χαρακτήρα, με το ποσοστό ενεργοποίησης των μαζών κατά Z να είναι ίσο με 79.89 % στο ΕΣ και 82.6 % στο ΣΚΒ. Το ποσοστό συμμετοχής των δρώσων μαζών αθροιστικά για τις διευθύνσεις X , Y και Z φτάνει το 100 % στην 15^η ιδιομορφή και για τα δύο προσομοιώματα, επομένως ο αριθμός των ιδιομορφών που επιλέχθηκε αρχικά είναι επαρκής.

Πίνακας 3.19. Απεικόνιση ιδιοπεριόδων και ποσοστών συμμετοχής ενεργοποιούμενων μαζών για κάθε ιδιομορφή του προσομοιώματος από ΕΣ για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$.

Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης προσομοιώματος από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$								
Output Case	Mode	Period (s)	U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	Sum R_z
Modal	1	0.966307	0.00172	0.80992	0	0.00172	0.80992	0
Modal	2	0.966307	0.80992	0.00172	0	0.81164	0.81164	0
Modal	3	0.734236	0	0	0.79896	0.81164	0.81164	0.79896
Modal	4	0.353979	0.00441	0.11339	0	0.81605	0.92504	0.79896
Modal	5	0.353979	0.11339	0.00441	0	0.92944	0.92944	0.79896
Modal	6	0.272711	0	0	0.1258	0.92944	0.92944	0.92476
Modal	7	0.202869	0.02533	0.01108	0	0.95478	0.94052	0.92476
Modal	8	0.202869	0.01108	0.02533	0	0.96586	0.96586	0.92476
Modal	9	0.155812	0	0	0.03551	0.96586	0.96586	0.96027
Modal	10	0.139463	0.01686	0.00582	0	0.98272	0.97168	0.96027
Modal	11	0.139463	0.00582	0.01686	0	0.98854	0.98854	0.96027
Modal	12	0.106532	0	0	0.02724	0.98854	0.98854	0.98752
Modal	13	0.091915	0.00114	0.01032	0	0.98968	0.99886	0.98752
Modal	14	0.091915	0.01032	0.00114	0	1	1	0.98752

Modal	15	0.067125	0	0	0.01248	1	1	1
-------	----	----------	---	---	---------	---	---	---

Πίνακας 3.20. Απεικόνιση ιδιοπεριόδων και ποσοστών συμμετοχής ενεργοποιούμενων μαζών για κάθε ιδιομορφή του προσομοιώματος από ΣΚΒ.

Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης προσομοιώματος από ΣΚΒ								
Output Case	Mode	Period (s)	U _x	U _y	R _z	SumU _x	SumU _y	SumR _z
Modal	1	0.7257	0.01372	0.81272	0	0.01372	0.81272	0
Modal	2	0.7257	0.81272	0.01372	0	0.82644	0.82644	0
Modal	3	0.583732	0	0	0.82599	0.82644	0.82644	0.82599
Modal	4	0.261935	0.02183	0.08317	0	0.84827	0.90961	0.82599
Modal	5	0.261935	0.08317	0.02183	0	0.93144	0.93144	0.82599
Modal	6	0.208541	0	0	0.10555	0.93144	0.93144	0.93155
Modal	7	0.152585	0.00045	0.03929	0	0.93189	0.97073	0.93155
Modal	8	0.152585	0.03929	0.00045	0	0.97118	0.97118	0.93155
Modal	9	0.122064	0	0	0.03923	0.97118	0.97118	0.97078
Modal	10	0.103161	0.0203	0.0001	0	0.99148	0.97129	0.97078
Modal	11	0.103161	0.0001	0.0203	0	0.99158	0.99158	0.97078
Modal	12	0.083582	0	0	0.01964	0.99158	0.99158	0.99041
Modal	13	0.074436	0.00714	0.00128	0	0.99872	0.99286	0.99041
Modal	14	0.074436	0.00128	0.00714	0	1	1	0.99041
Modal	15	0.061223	0	0	0.00959	1	1	1

3.6.5.2 Στρεπτικές Επιδράσεις

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, γίνεται η θεώρηση ότι το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο είναι μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση σε κάθε διεύθυνση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα e_{ai} . Η τυχηματική εκκεντρότητα των μαζών είναι ίση με το 5 % της διάστασης που βρίσκεται παράλληλα με την εκκεντρότητα του ορόφου σε κάτοψη, όπως φαίνεται στη σχέση που ακολουθεί.

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i, \quad (3.34)$$

όπου e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση, η οποία λαμβάνεται στην ίδια φορά και διεύθυνση σε όλους τους ορόφους και L_i είναι η διάσταση του ορόφου κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα στην ανάλυση τότε οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως η περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου I , σύμφωνα με την § 4.3.3.3 του EC8. Οι στρεπτικές ροπές υπολογίζονται με βάση την παρακάτω σχέση.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (3.35)$$

όπου M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονα, F_i είναι η οριζόντια δύναμη που δρα στον όροφο i σε διεύθυνση κάθετα προς τη διεύθυνση της e_{ai} και ως e_{ai} ορίζεται όπως στη σχέση (3.33). Οι στρεπτικές ροπές που υπολογίστηκαν για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.21 και στον Πίνακα 3.22. Επειδή το κτίριο είναι συμμετρικό κατά τις κύριες διευθύνσεις X και Y απεικονίζονται μόνο τα αποτελέσματα που αφορούν στην τυχηματική εκκεντρότητα παράλληλα με τη διεύθυνση $+X$.

Πίνακας 3.21. Υπολογισμός στρεπτικών ροπών M_{zyi} για το προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma=15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f=18 \text{ cm}$.

Όροφος	$L_{x,i}$ (m)	$e_{x,i}$ (kN)	$F_{y,i}$ (kN)	M_{zyi} (kN · m)
5 ^{ος}	18	0.9	392.19	352.97
4 ^{ος}	18	0.9	225.62	203.06
3 ^{ος}	18	0.9	160.38	144.34
2 ^{ος}	18	0.9	133.81	120.42
1 ^{ος}	18	0.9	79.34	71.41

Πίνακας 3.22. Υπολογισμός στρεπτικών ροπών M_{zyi} για το προσομοίωμα από ΣΚΒ με $h_f=18 \text{ cm}$.

Όροφος	$L_{x,i}$ (m)	$e_{x,i}$ (kN)	$F_{y,i}$ (kN)	M_{zyi} (kN · m)
5 ^{ος}	18	0.9	660.84	594.75
4 ^{ος}	18	0.9	450.66	405.60
3 ^{ος}	18	0.9	350.96	315.87
2 ^{ος}	18	0.9	252.94	227.65
1 ^{ος}	18	0.9	134.04	120.64

3.6.5.3 Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q αποτελεί μία προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων που θα δεχόταν η κατασκευή εάν η απόκριση της ήταν πλήρως ελαστική με ποσοστό ιξώδους απόσβεσης ίσο με 5 %, προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης. Ο συντελεστής q προκύπτει από τη σχέση

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5, \quad (3.36)$$

όπου q_0 είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητα καθ' ύψος του φορέα και ως k_w ορίζεται ο συντελεστής που αντικατοπτρίζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας και ισούται με 1 για πλαισιωτά συστήματα σύμφωνα κατά την § 5.2.2.2 (11)P κατά EC8. Στη συνέχεια, από τον Πίνακα 5.1 του EC8 λαμβάνεται ο βασικός συντελεστής $q_0 = 3 \cdot a_u/a_1$ για κτίρια κανονικά καθ' ύψος. Για πολώροφο, πλαισιωτό σύστημα πολλών ανοιγμάτων λαμβάνεται $a_u/a_1 =$

1.3 για κατηγορία πλαστιμότητας μέση, $KIPM$, άρα $q_0 = q = 3.9$ κατά την § 5.2.2.2 (5) του EC8.

3.6.5.4 Φάσμα Σχεδιασμού

Ο σεισμικός σχεδιασμός πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του EC8 [13]. Αρχικά, γίνεται η θεώρηση ότι το κτίριο θα εδραστεί σε έδαφος κατηγορίας B , άρα ο συντελεστής εδάφους είναι ίσος με την τιμή $S = 1.2$ και βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας $Z2$. Η κατηγορία σπουδαιότητας για κτίριο με χρήση γραφείων είναι Π και ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_I = 1$, επομένως προκύπτει η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} = 0.24 g$. Για φάσμα σχεδιασμού Τύπου 1, οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος σχεδιασμού είναι $T_B = 0.15 s$, $T_C = 0.5 s$ και $T_D = 2.0 s$. Καθώς οι ιδιοπερίοδοι T για όλα τα προσομοιώματα από ΕΣ για γ από 14 έως 18 kN/m^3 και για ΣΚΒ είναι μεταξύ των τιμών των T_C και T_D , το φάσμα σχεδιασμού S_d προκύπτει από τη σχέση που ακολουθεί.

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot \alpha_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D, \quad (3.37)$$

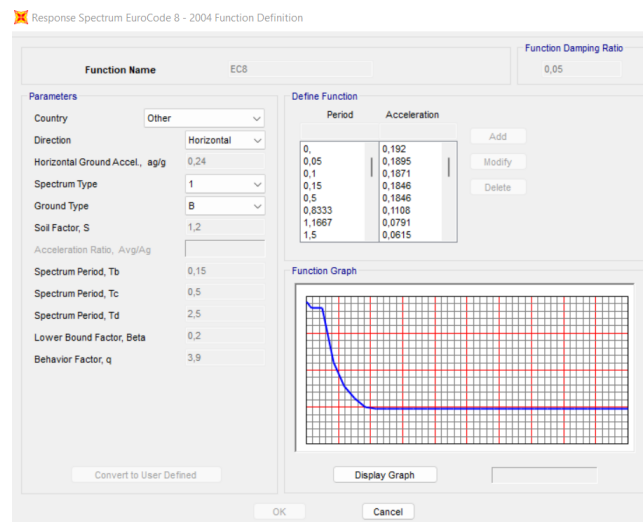
όπου $\beta = 0.2$.

Το ελαστικό φάσμα S_e ορίζεται κατά την § 3.2.2.2 (1)P του EC8 και δίνεται από τη σχέση,

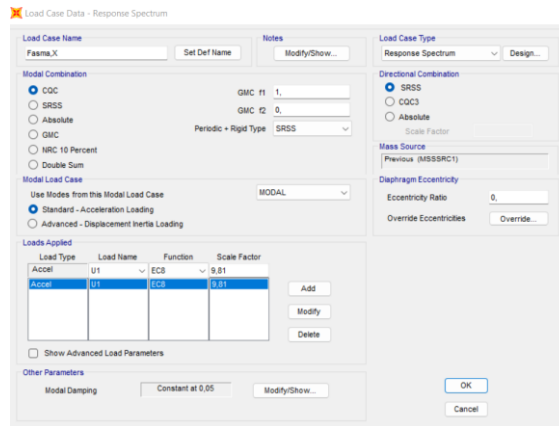
$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D, \quad (3.38)$$

όπου $\eta = (10/(5+\xi))^{1/2} \geq 0.55$ και ξ ο λόγος ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής. Για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης ίσο με 5 % ισχύει ότι $\eta = 1$.

Λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά ανωτέρω, έγινε η εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού και του σεισμικού φορτίου κατά τις διευθύνσεις X και Y στο λογισμικό, όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 3.12 και στο Σχήμα 3.13.



Σχήμα 3.12. Εισαγωγή χαρακτηριστικών φάσματος σχεδιασμού στο SAP2000.



Σχήμα 3.13. Εισαγωγή σεισμικού φορτίου κατά την κύρια διεύθυνση X.

3.6.6 Περιορισμός Σχετικής Παραμόρφωσης Ορόφου

Ο έλεγχος της απαίτησης περιορισμού των βλαβών αφορά στα μη φέροντα στοιχεία των κτιρίων και επιτυγχάνεται όταν προκύπτουν μικρές, σχετικές παραμορφώσεις του κάθε ορόφου. Για την ικανοποίηση του ελέγχου πρέπει, για κτίρια με μη-φέροντα ψαθυρά στοιχεία, να ισχύει η σχέση που ακολουθεί, σύμφωνα με την § 4.4.3.2 του EC8 [13].

$$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h, \quad (3.39)$$

όπου d_r η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού κάθε ορόφου, που ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των οριζόντιων μετατοπίσεων d_s , στην κορυφή και στη βάση του υπόψη ορόφου, δηλαδή $d_r = d_{s(i+1)} - d_{s(i)}$. Ως v ορίζεται ο μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που αναφέρεται σε απαίτηση περιορισμού βλαβών έναντι της σεισμικής δράσης, που αντιστοιχεί στην απαίτηση οριακής κατάστασης αστοχίας. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ο συντελεστής v είναι ίσος με 0.5 για φορείς με κατηγορία σπουδαιότητας II. Τέλος, h είναι το ύψος του υπόψη ορόφου.

Η ελάχιστη τιμή ειδικού βάρους που μπορεί να χρησιμοποιηθεί με βάση τον έλεγχο παραμορφώσεων σε ΟΚΛ είναι $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$, βλ. § 3.4.4. Όμως, λόγω του μικρού μέτρου ελαστικότητας, το οποίο είναι μειωμένο κατά 13.74 %, σε σύγκριση με την αντίστοιχη τιμή για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, επιλέγεται ειδικό βάρος $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ως το αρχικό για τη διερεύνηση της «βέλτιστης» επιλογής. Σημειώνεται ότι η σεισμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε για όλα τα προσομοιώματα, ακόμα και για ειδικό βάρος 14 kN/m^3 .

Αρχικά, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου περιορισμού μετακίνησης ορόφου για το προσομοίωμα από ΕΣ με ειδικό βάρος $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και πάχος πλάκας $h_f = 18 \text{ cm}$ και έπειτα, για το προσομοίωμα από ΣΚΒ με πάχος πλάκας $h_f = 18 \text{ cm}$. Επισημαίνεται ότι ως d_e ορίζεται η μετακίνηση του εξεταζόμενου ορόφου όπως προκύπτει από τη γραμμική ανάλυση για το φάσμα σχεδιασμού. Ως d_s ορίζεται η μετακίνηση του ίδιου σημείου που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού και υπολογίζεται από τη σχέση $d_s = q \cdot d_e$, όπου $q = 3.9$, σύμφωνα με την § 4.3.4 (1) του EC8.

Πίνακας 3.23. Αποτελέσματα ελέγχου σχετικής παραμόρφωσης ορόφου για αρχικό προσομοίωμα από ΕΣ για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Όροφος	$d_{e,άνω}$ (m)	$d_{e,κάτω}$ (m)	$d_{s,άνω}$ (m)	$d_{s,κάτω}$ (m)	d_r (m)	$d_r \cdot \nu$ (m)	Έλεγχος	$0.005 \cdot h$ (m)
5 ^{ος}	0.036	0.031	0.141	0.121	0.020	0.0101	<	0.015
4 ^{ος}	0.031	0.024	0.121	0.094	0.027	0.0135	<	0.015
3 ^{ος}	0.024	0.016	0.094	0.062	0.032	0.0158	>	0.015
2 ^{ος}	0.016	0.007	0.062	0.028	0.034	0.0168	>	0.015
1 ^{ος}	0.007	0.000	0.028	0.000	0.028	0.0142	<	0.015

Όπως είναι εμφανές από τον Πίνακα 3.23, ο έλεγχος δεν ικανοποιείται για το δεύτερο και τον τρίτο όροφο για το προσομοίωμα από ΕΣ. Για τη μείωση της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου μπορεί να γίνει αύξηση του ειδικού βάρους του ΕΣ, ώστε να αυξηθεί το μέτρο ελαστικότητας. Επίσης, ένας τρόπος μείωσης της σχετικής παραμόρφωσης είναι η αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων και κατά συνέπεια, η αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα, το οποίο όμως θα οδηγήσει σε μείωση της ιδιοπεριόδου και άρα, αύξηση της επιτάχυνσης σχεδιασμού.

Σε περίπτωση που επιλεγόταν η αύξηση του ειδικού βάρους του ΕΣ από $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ σε 16 kN/m^3 και αντίστοιχα, με αύξηση του μέτρου ελαστικότητας από $E_{lcm} = 12.15 \text{ GPa}$ σε $E_{lcm} = 13.95 \text{ GPa}$, χωρίς καμία άλλη αλλαγή στο φορέα, ο έλεγχος και πάλι δεν ικανοποιείται για τον δεύτερο και τρίτο όροφο, βλ. Πίνακας 3.24. Εναλλακτικά, επιλέχθηκε η χρησιμοποίηση του αρχικού προσομοιώματος ΕΣ με ειδικό βάρος $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, παράλληλα με την αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων και πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος.

Πίνακας 3.24. Αποτελέσματα ελέγχου σχετικής παραμόρφωσης ορόφου για το προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Όροφος	$d_{e,άνω}$ (m)	$d_{e,κάτω}$ (m)	$d_{s,άνω}$ (m)	$d_{s,κάτω}$ (m)	d_r (m)	$d_r \cdot \nu$ (m)	Έλεγχος	$0.005 \cdot h$ (m)
5 ^{ος}	0.034	0.029	0.134	0.115	0.019	0.0096	<	0.015
4 ^{ος}	0.029	0.023	0.115	0.089	0.026	0.0129	<	0.015
3 ^{ος}	0.023	0.015	0.089	0.059	0.030	0.01502	>	0.015
2 ^{ος}	0.015	0.007	0.059	0.027	0.032	0.0158	>	0.015
1 ^{ος}	0.007	0.000	0.027	0.000	0.027	0.0137	<	0.015

Μετά από δοκιμές διαπιστώνεται ότι ο έλεγχος ικανοποιείται με την αύξηση των διαστάσεων ορισμένων περιμετρικών υποστυλωμάτων, με τις τελικές διαστάσεις να αναπαρίστανται πιο αναλυτικά στην § 3.7. Τα αποτελέσματα των ελέγχων εμφανίζονται στον Πίνακα 3.25 και στον Πίνακα 3.26, για τα προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ, αντίστοιχα. Είναι εμφανές ότι και στις δύο περιπτώσεις ο έλεγχος ικανοποιείται. Σημειώνεται ότι για το προσομοίωμα από ΣΚΒ δε χρειάστηκε να εφαρμοσθεί καμία αλλαγή στις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων για την επαλήθευση του ελέγχου.

Πίνακας 3.25. Αποτελέσματα ελέγχου σχετικής παραμόρφωσης ορόφου για το τελικό προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$ μετά από επανασχεδιασμό.

Όροφος	$d_{e,άνω}$ (m)	$d_{e,κάτω}$ (m)	$d_{s,άνω}$ (m)	$d_{s,κάτω}$ (m)	d_r (m)	$d_r \cdot \nu$ (m)	Έλεγχος	$0.005 \cdot h$ (m)
5 ^{ος}	0.034	0.028	0.133	0.111	0.022	0.0110	<	0.015
4 ^{ος}	0.028	0.021	0.111	0.082	0.029	0.0145	<	0.015
3 ^{ος}	0.021	0.014	0.082	0.054	0.028	0.0138	<	0.015
2 ^{ος}	0.014	0.006	0.054	0.025	0.029	0.0145	<	0.015
1 ^{ος}	0.006	0.000	0.025	0.000	0.025	0.0124	<	0.015

Πίνακας 3.26. Αποτελέσματα ελέγχου σχετικής παραμόρφωσης ορόφου για προσομοίωμα από ΣΚΒ με $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Όροφος	$d_{e,άνω}$ (m)	$d_{e,κάτω}$ (m)	$d_{s,άνω}$ (m)	$d_{s,κάτω}$ (m)	d_r (m)	$d_r \cdot \nu$ (m)	Έλεγχος	$0.005 \cdot h$ (m)
5 ^{ος}	0.026	0.022	0.102	0.086	0.016	0.0081	<	0.015
4 ^{ος}	0.022	0.017	0.086	0.067	0.019	0.0097	<	0.015
3 ^{ος}	0.017	0.011	0.067	0.045	0.022	0.0110	<	0.015
2 ^{ος}	0.011	0.005	0.045	0.020	0.025	0.0123	<	0.015
1 ^{ος}	0.005	0.000	0.020	0.000	0.020	0.0101	<	0.015

3.6.7 Έλεγχος Επιρροής Φαινομένων Δεύτερης Τάξης

Η πιθανή επίδραση των φαινομένων δεύτερης τάξης (P-Δ) στις τιμές των δράσεων δε χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εφόσον σε όλους τους ορόφους ικανοποιείται η συνθήκη που ακολουθεί κατά την § 4.4.2.2(2) του EC8 [13].

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10, \quad (3.40)$$

όπου, θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου, P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου για το σεισμικό συνδυασμό $G+0.3 \cdot Q$, V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου και τα d_r και h όπως ορίζονται στην § 3.6.6.

Εάν $0.1 < \theta \leq 0.2$ τα αποτελέσματα των φαινομένων δεύτερης τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων σεισμικών εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων με ένα συντελεστή ίσο με $1/(1-\theta)$. Ο συντελεστής ευαισθησίας θ δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.3. Τα αποτελέσματα για κάθε όροφο παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.27 και στον Πίνακα 3.28 για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ, αντίστοιχα.

Πίνακας 3.27. Υπολογισμός συντελεστή ευαισθησίας θ για το προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$.

Όροφος	d_r (m)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	θ	Έλεγχος
5 ^{ος}	0,022	2342,54	392,19	0,0439	≤ 0.10
4 ^{ος}	0,029	4512,06	617,81	0,0707	≤ 0.10
3 ^{ος}	0,028	6692,67	778,19	0,0793	≤ 0.10
2 ^{ος}	0,029	8886,27	911,10	0,0945	≤ 0.10
1 ^{ος}	0,025	11079,88	991,34	0,0922	≤ 0.10

Πίνακας 3.28. Υπολογισμός συντελεστή ευαισθησίας θ για το προσομοίωμα από ΣΚΒ.

Όροφος	d_r (m)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	θ	Έλεγχος
5 ^{ος}	0,016	3121,80	660,84	0,0256	≤ 0.10
4 ^{ος}	0,019	6101,21	1111,50	0,0356	≤ 0.10
3 ^{ος}	0,022	9090,16	1462,46	0,0454	≤ 0.10
2 ^{ος}	0,025	12086,34	1715,40	0,0576	≤ 0.10
1 ^{ος}	0,020	15093,82	1849,44	0,0550	≤ 0.10

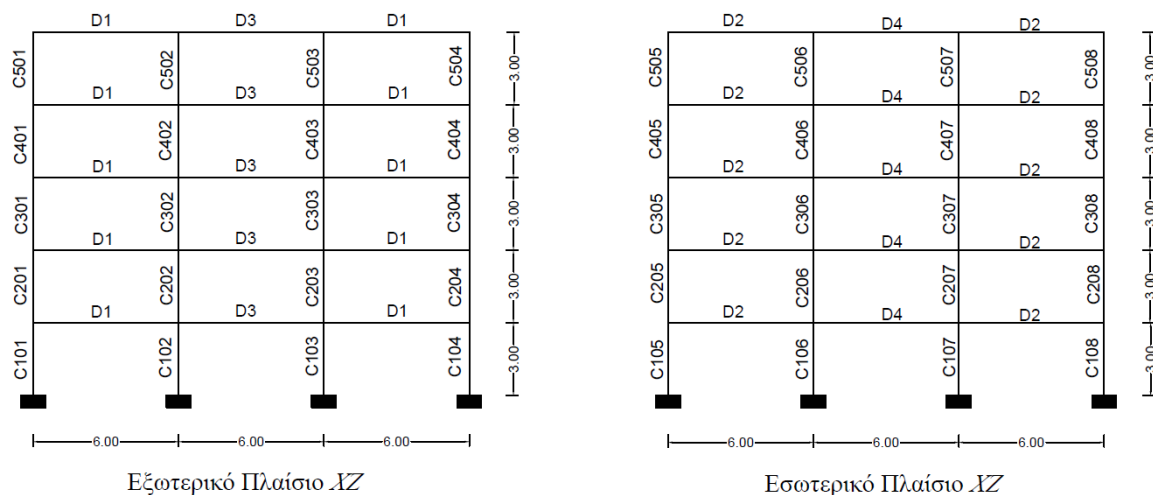
Για το φορέα από ΕΣ οι δυσμενέστερες τιμές του συντελεστή θ εντοπίζονται στον πρώτο και στο δεύτερο όροφο και βρίσκονται πολύ κοντά στο όριο του κανονισμού. Επίσης, παρατηρείται ότι οι τιμές αυτές προκύπτουν κατά 40 % περίπου μεγαλύτερες από τις τιμές του θ στους αντίστοιχους ορόφους του φορέα από ΣΚΒ. Αυτό οφείλεται κυρίως στις μειωμένες τέμνουσες δυνάμεις ορόφου V_{tot} περίπου κατά 47 % και στις αυξημένες σχετικές παραμορφώσεις d_r . Συνεπώς, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι πολύ πιθανό να εμφανίζονται σε δομικούς φορείς από ΕΣ και θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε αυτά κατά το σχεδιασμό.

Με βάση τα ανωτέρω, το τελικό προσομοίωμα από ΕΣ λαμβάνεται για ειδικό βάρος $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$ και το τελικό προσομοίωμα για ΣΚΒ για $h_f = 18 \text{ cm}$.

3.6.8 Οπλισμοί Κάμψης

3.6.8.1 Παραδοχές

Αρχικά, παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.14, η εξωτερική όψη του πλαισίου XZ και η τομή για εσωτερικό πλαίσιο XZ , όπου απεικονίζονται οι ονομασίες των δομικών στοιχείων ενός τυπικού προσομοιώματος του φορέα.



Σχήμα 3.14. Απεικόνιση ονομασίας δομικών στοιχείων τυπικού προσομοιώματος, i) σε όψη για εξωτερικό πλαίσιο XZ και ii) σε τομή για εσωτερικό πλαίσιο XZ.

Οι οπλισμοί κάμψης, A_s , των δομικών στοιχείων υπολογίστηκαν αναλυτικά για καλύτερη εποπτεία της κατασκευής, λαμβάνοντας ως απαιτούμενο οπλισμό, $A_{s,req}$, την τιμή που προκύπτει μέσω *Concrete Design* του λογισμικού. Στον Πίνακα 3.29 παρουσιάζονται οι οπλισμοί κάμψης των δοκών για τα πιο δυσμενή μέλη της κατασκευής για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ. Οι οπλισμοί κάμψης των υποστυλωμάτων απεικονίζονται στον Πίνακα 3.30 και στον Πίνακα 3.31.

Πίνακας 3.29. Υπολογισμών ροπών κάμψης για τις πιο δυσμενείς δοκούς από άποψη κάμψης της κατασκευής του προσομοιώματος από ΕΣ για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Υλικό	Όροφος	Δοκός	Διατομή	Μέθοδος	b ή b _{eff} (m)	d (m)	A _{s,req} (cm ² /m)	A _s (cm ² /m)	Τοποθετούμ ενος
ΕΣ $\gamma = 15$ kN/m ³	1	D ₂	Στήριξη	Ορθογωνική	0.25	0.548	7.56	8.04	4Φ16
			Ακραία	Πλακοδοκού	2.29	0.548	2.62	4.21	2Φ14+1Φ12
			Ανοιγμα	Πλακοδοκού	2.29	0.548	2.56	4.21	2Φ14+1Φ12
				Ορθογωνική	0.25	0.548	0.00	3.08	2Φ14
			Στήριξη	Ορθογωνική	0.25	0.548	6.46	7.57	3Φ16+2Φ14
			Εσωτερική	Πλακοδοκού	2.29	0.548	1.72	4.21	2Φ14+1Φ12
ΣΚΒ	1	D ₂	Στήριξη	Ορθογωνική	0.25	0.552	14.05	14.51	3Φ20+2Φ18
			Ακραία	Πλακοδοκού	2.29	0.552	6.94	9.64	3Φ18+1Φ16
			Ανοιγμα	Πλακοδοκού	2.29	0.552	3.30	5.09	2Φ18
				Ορθογωνική	0.25	0.552	0.00	4.02	2Φ16
			Στήριξη	Ορθογωνική	0.25	0.552	13.88	13.92	2Φ20+3Φ18
			Εσωτερική	Πλακοδοκού	2.29	0.552	5.42	9.11	2Φ18+2Φ16

Πίνακας 3.30. Όπλιση υποστυλωμάτων τελικού προσομοιώματος από ΕΣ για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Υποστύλωμα	Διατομή	$A_{s,req}$ (cm^2)	$A_{s,min}$ (cm^2)	Αριθμός διαμήκω ν ράβδων	Φ (mm)	A_s (cm^2)	Αριθμός ράβδων σε κάθε πλευρά	Απόσταση μεταξύ οπλισμών (m)	N_d (kN)
C101	55×50	27.50	27.50	12	18	30.54	4	0.149	504.7
C102	55×50	27.50	27.50	12	18	30.54	4	0.149	777.0
C105	50×55	27.50	27.50	12	18	30.54	4	0.132	777.0
C106	45×45	20.25	20.25	12	18	30.54	4	0.115	1177.8
C201	55×50	27.50	27.50	12	18	30.54	4	0.149	387.0
C202	55×50	27.50	27.50	12	18	30.54	4	0.149	612.4
C205	50×55	27.50	27.50	12	18	30.54	4	0.132	612.4
C206	45×45	20.25	20.25	12	18	30.54	4	0.115	941.3
C301	55×40	22.00	22.00	12	18	30.54	4	0.149	270.3
C302	55×40	22.00	22.00	12	18	30.54	4	0.149	450.2
C305	40×55	22.00	22.00	12	18	30.54	4	0.099	450.2
C306	45×45	20.25	20.25	12	18	30.54	4	0.115	715.6
C401	35×35	12.25	12.25	8	18	20.36	3	0.114	166.0
C402	40×40	16.00	16.00	8	18	20.36	3	0.139	293.8
C405	40×40	16.00	16.00	8	18	20.36	3	0.139	293.8
C406	40×40	16.00	16.00	8	18	20.36	3	0.139	489.6
C501	35×35	12.25	12.25	8	18	20.36	3	0.114	76.3
C502	35×35	13.32	12.25	8	18	20.36	3	0.114	142.6
C505	35×35	13.33	12.25	8	18	20.36	3	0.114	142.6
C506	35×35	12.25	12.25	8	18	20.36	3	0.114	260.6

Πίνακας 3.31. Όπλιση υποστυλωμάτων τελικού προσομοιώματος από ΣΚΒ για $h_f = 18 \text{ cm}$.

Υποστύλωμα	Διατομή	$A_{s,req}$ (cm^2)	$A_{s,min}$ (cm^2)	Αριθμός διαμήκων ράβδων	Φ (mm)	A_s (cm^2)	Αριθμός ράβδων σε κάθε πλευρά	Απόσταση μεταξύ οπλισμών (m)	N_d (kN)
C101	45×45	31.09	20.25	12	20	37.70	4	0.118	717.3
C102	50×50	39.04	25.00	16	20	50.27	5	0.106	1128.4
C105	50×50	39.04	25.00	16	20	50.27	5	0.106	1128.4
C106	50×50	37.76	25.00	16	20	50.27	5	0.106	1644.5
C201	45×45	24.01	20.25	12	20	37.70	4	0.118	548.4
C202	45×45	27.15	20.25	12	20	37.70	4	0.118	876.8
C205	45×45	27.15	20.25	12	20	37.70	4	0.118	876.8
C206	50×50	34.70	25.00	16	20	50.27	5	0.106	1312.7
C301	40×40	17.79	16.00	8	20	25.13	3	0.142	385.3

C302	45×45	25.83	20.25	12	20	37.70	4	0.118	632.7
C305	45×45	25.83	20.25	12	20	37.70	4	0.118	632.7
C306	50×50	25.00	25.00	12	20	37.70	4	0.135	995.0
C401	40×40	19.08	16.00	8	20	25.13	3	0.142	239.0
C402	40×40	22.90	16.00	8	20	25.13	3	0.142	401.4
C405	40×40	22.90	16.00	8	20	25.13	3	0.142	401.4
C406	45×45	23.09	20.25	12	20	37.70	4	0.118	654.1
C501	35×35	20.73	12.25	8	20	25.13	3	0.117	104.3
C502	35×35	23.70	12.25	8	20	25.13	3	0.117	190.1
C505	35×35	23.70	12.25	8	20	25.13	3	0.117	190.1
C506	35×35	18.64	12.25	8	20	25.13	3	0.117	355.6

3.6.9 Διάτμηση και Περίσφιξη

Για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ, παρατίθενται τα αποτελέσματα του ελέγχου σε διάτμηση για τις δυσμενέστερες δοκούς από άποψη εντατικών μεγεθών διάτμησης. Σύμφωνα με την § 6.2.1 (5) κατά τον EC2, σε περιοχές των μελών του φορέα όπου η τιμή της δρώσας διατμητικής δύναμης είναι μεγαλύτερη από την τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής του μέλους χωρίς οπλισμό διάτμησης, δηλαδή εάν ισχύει ότι $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Ταυτόχρονα, πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$, όπου $V_{Rd,max}$ η διατμητικής αντοχή, κατά την § 6.2.1 (6) του EC2. Οι τιμές των v_1 ή v_1 και $V_{Rd,max}$ υπολογίζονται για ΕΣ και ΣΚΒ, όπως παρουσιάστηκε στην § 2.13.2.

Με την ολοκλήρωση της ανάλυσης στο λογισμικό παρατηρήθηκε ότι για τις εσωτερικές δοκούς D_2 του 5^{ου} ορόφου με αρχικές διατομές 60×25 cm, δεν ικανοποιείται ο έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος, με $V_{Ed} > V_{Rd,max}$. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, λόγω του μειωτικού συντελεστή v_1 του ΕΣ, η τιμή της διατμητικής αντοχής είναι μειωμένη. Επιλέχθηκε η αύξηση του πάχους κορμού b_w από 25 σε 30 cm, προκειμένου να ικανοποιείται ο έλεγχος, όπως αναφέρθηκε στην § 3.6.3.

Τόσο για το ΕΣ όσο και για το ΣΚΒ, η δυσμενέστερη δοκός από άποψη εντατικών μεγεθών διάτμησης είναι η εσωτερική δοκός D_2 του πρώτου ορόφου του κτιρίου, βλ. Πίνακας 3.32. Για τον οπλισμό διάτμησης χρησιμοποιήθηκε $\Phi 8$, με $M_{Rd,b,i}$ και $M_{Rd,b,j}$ να ορίζονται ως οι ροπές αντοχής στον αριστερό κόμβο i και στο δεξιό κόμβο j , αντίστοιχα. Τα πρόσημα των ροπών αντοχής που φαίνονται στον πίνακα παρακάτω, προσδιορίζουν εάν ο εφελκόμενος οπλισμός βρίσκεται στο άνω ή στο κάτω πέλμα, με «+» για το κάτω πέλμα και «-» για το άνω πέλμα, αντίστοιχα, ανάλογα με τη φορά της σεισμικής δράσης $\pm E$.

Πίνακας 3.32. Υπολογισμός ικανοτικών τεμνουσών V_c των κόμβων i και j των δοκών D_2 για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και ΣΚΒ.

Υλικό	Όροφος	Δοκός	$V_{G+0.3Q}^{ap}$ (kN)	$M_{Rd,b,i}^-$ (kN·m)	$M_{Rd,b,j}^+$ (kN·m)	$V_{G+0.3Q}^{\delta\epsilon\xi}$ (kN)	$M_{Rd,b,i}^+$ (kN·m)	$M_{Rd,b,j}^-$ (kN·m)	max $V_{cd,i}$ (kN)	max $V_{cd,j}$ (kN)
ΕΣ	1 ^{ος}	D_2	58.6	170.0	99.7	58.7	99.7	161.3	107.6	106.1
ΣΚΒ	1 ^{ος}	D_2	77.9	288.6	216.1	83.9	228.6	279.1	169.6	176.2

Πίνακας 3.33. Σύγκριση ικανοτικής τέμνουσας V_c με $V_{Rd,c}$ και $V_{Rd,max}$.

Υλικό	Όροφος	Δοκός	$\max V_{cd}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
ΕΣ	1 ^{ος}	D ₂	107.6	39.1	642.8
ΣΚΒ	1 ^{ος}	D ₂	176.2	72.2	914.1

Από τον Πίνακα 3.33 φαίνεται ότι και για τις δύο δοκούς, από ΕΣ και από ΣΚΒ, ισχύει ότι $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ και $V_{Ed} < V_{Rd,max}$. Συνεπώς, απαιτείται ο υπολογισμός οπλισμού διάτμησης A_{sw}/S και για τα δύο στοιχεία, βλ. Πίνακας 3.34. Σημειώνεται ότι ο απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης $(A_{sw}/S)_{req}$ δίνεται από τη σχέση που ακολουθεί.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{req} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)}, \quad (3.41)$$

Πίνακας 3.34. Υπολογισμός οπλισμού διάτμησης A_{sw}/S των δοκών D₂ του 1^{ου} ορόφου για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ.

Υλικό	Όροφος	Δοκός	V_{sd} , ανάλυσης (kN)	V_{cd} , Ικ.Σχ. (kN)	$(A_{sw}/S)_{req}$ (cm ² /m)	A_{sw}/S (cm ² /m)	S (cm)	Τοποθετούμενος
ΕΣ	1 ^{ος}	D ₂	95.1	107.6	4.44	4.57	22	2Φ8/22
ΣΚΒ	1 ^{ος}	D ₂	161.5	176.2	7.48	7.73	13	2Φ8/13

Παρατηρείται ότι, για τις δοκούς από ΕΣ, η $V_{Rd,max}$ είναι κατά 30 % περίπου μειωμένη σε σχέση με την αντίστοιχη του ΣΚΒ. Αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη ψαθυρότητα του ΕΣ που εκφράζεται και μέσω της μείωσης της διατμητικής αντοχής. Ο μειωτικός συντελεστής για την αντοχή σε συντριβή θλιπτήρων του ΕΣ είναι ίσος με $v_I = 0.46$, ενώ του ΣΚΒ είναι ίσος με 0.552. Άρα, ο v_I είναι κατά 16.7% μειωμένος σε σύγκριση με την αντίστοιχη τιμή του ΣΚΒ. Επίσης, η μικρή διαφορά στις τιμές του στατικού ύψους της διατομής δοκού, με $d = 0.552$ m για το ΣΚΒ και $d = 0.548$ m για το ΕΣ, ενισχύει την διαφορά των τιμών του $V_{Rd,max}$.

Όσον αφορά τα υποστρώματα από ΕΣ, η ικανοτική όπλιση σε διάτμηση δεν είναι κρίσιμη λόγω των μικρών τιμών λόγου $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$, βλ. § 3.6.11. Για το ΕΣ οι τιμές της V_{sd} είναι πολύ μικρές και άρα, η όπλιση κατά EC8 είναι δυσμενέστερη, ενώ για το ΣΚΒ οι οπλισμοί διάτμησης υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη τον *Concrete Design* του λογισμικού και τις διατάξεις του EC8 και επιλογή της δυσμενέστερης τιμής.

3.6.10 Περίσφιγξη

Σύμφωνα με την § 5.4.3.2.2.(8) και (9) του EC8, για μέση κατηγορία πλαστιμότητας πρέπει να ικανοποιούνται οι σχέσεις που ακολουθούν.

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq (\alpha \cdot \omega_{wd})_{min} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{yd} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035, \quad (3.42)$$

και

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 0.08, \quad (3.43)$$

όπου μ_ϕ είναι ο δείκτης πλαστιμότητας και υπολογίζεται από τη σχέση $\mu_\phi = 2 \cdot \mu_\delta - 1 = 6.8$ με $\mu_\delta = q = 3.9$ για $T > T_c = 0.5$, το οποίο ισχύει και για τους δύο φορείς από ΕΣ και ΣΚΒ. Ακόμα, v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη με αξονική δύναμη τη μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό, $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 2.174 \cdot 10^{-3}$, b_c είναι η διάσταση του πλάτους του υποστυλώματος και b_0 ορίζεται ως το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα της διατομής υποστυλώματος, με $b_0 \leq h_0$. Για το ΕΣ γίνεται η θεώρηση ότι ισχύουν για τον έλεγχο περίσφιξης οι ίδιες σχέσεις με το ΣΚΒ κατά EC8.

Επισημαίνεται ότι, για ΚΠΜ, ο έλεγχος σε περίσφιξη απαιτείται μόνο στην κρίσιμη περιοχή στη βάση του εξεταζόμενου υποστυλώματος στο κτίριο. Ωστόσο, ο έλεγχος παρουσιάζεται για όλους τους ορόφους του φορέα στους παρακάτω πίνακες, Πίνακας 3.35 και Πίνακας 3.37. Λόγω διπλής συμμετρίας, τα αποτελέσματα για τέσσερα υποστυλώματα κάθε ορόφου του φορέα αρκούν, λαμβάνοντας υπόψη τις θέσεις των υποστυλωμάτων όπως ορίστηκαν στο Σχήμα 3.14.

Για την περίσφιξη γίνεται η θεώρηση ότι στις κρίσιμες περιοχές l_{cr} , ο εγκάρσιος οπλισμός των υποστυλωμάτων είναι $\Sigma\Phi 8 / s$, όπου s η απόσταση των εγκάρσιων οπλισμών και είναι ίση με την τιμή 10 cm. Η θεώρηση αυτή μετά από ελέγχους διαπιστώθηκε ότι είναι υπέρ της ασφαλείας. Ο εγκάρσιος οπλισμός των υποστυλωμάτων για κρίσιμη και εκτός κρίσιμης περιοχής εμφανίζεται στους Πίνακας 3.36 και Πίνακας 3.38.

Πίνακας 3.35. Περίσφιξη υποστυλωμάτων τελικού προσομοιώματος από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Υποστώλωμα	Διατομή	v_d	a_n	a_s	$a = a_n \cdot a_s$	ω_{wd}	$a \cdot \omega_{wd}$	$(a \cdot \omega_{wd})_{min}$
C101	55×50	0.25	0.777	0.776	0.603	1.384	0.834	0.106
C102	55×50	0.39	0.777	0.776	0.603	1.384	0.834	0.182
C105	50×55	0.39	0.777	0.776	0.603	1.384	0.834	0.204
C106	45×45	0.87	0.778	0.732	0.569	1.783	1.015	0.466
C201	55×50	0.19	0.777	0.776	0.603	1.384	0.834	0.073
C202	55×50	0.31	0.777	0.776	0.603	1.384	0.834	0.136
C205	50×55	0.31	0.777	0.776	0.603	1.384	0.834	0.153
C206	45×45	0.69	0.778	0.732	0.569	1.783	1.015	0.365
C301	55×40	0.18	0.768	0.738	0.567	1.384	0.784	0.073
C302	55×40	0.30	0.768	0.738	0.567	1.384	0.784	0.145
C305	40×55	0.30	0.768	0.738	0.567	1.384	0.784	0.213
C306	45×45	0.53	0.778	0.732	0.569	1.783	1.015	0.269
C401	35×35	0.24	0.667	0.635	0.423	1.411	0.597	0.118
C402	40×40	0.30	0.667	0.691	0.460	1.173	0.540	0.142
C405	40×40	0.30	0.667	0.691	0.460	1.173	0.540	0.142
C406	40×40	0.49	0.667	0.691	0.460	1.173	0.540	0.260
C501	35×35	0.11	0.667	0.635	0.423	1.411	0.597	0.035
C502	35×35	0.21	0.667	0.635	0.423	1.411	0.597	0.096
C505	35×35	0.21	0.667	0.635	0.423	1.411	0.597	0.096
C506	35×35	0.38	0.667	0.635	0.423	1.411	0.597	0.205

Πίνακας 3.36. Υπολογισμός κρίσιμης περιοχής l_{cr} και εγκάρσιου οπλισμού υποστυλωμάτων A_{sw}/s σε cm^2/m για υποστυλώματα τελικού προσομοιώματος από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Υποστώλωμα	l_{cr} (m)	h_o (m)	b_o (m)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{Κ.Π.}$ (cm^2/m)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{Ε.Κ.Π.}$ (cm^2/m)	Τοποθετούμενος Κ.Π	Τοποθετούμενος Εκτός Κ.Π
C101	0.55	0.446	0.396	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C102	0.55	0.446	0.396	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C105	0.55	0.446	0.396	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C106	0.45	0.346	0.346	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C201	0.55	0.446	0.396	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C202	0.55	0.446	0.396	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C205	0.55	0.446	0.396	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C206	0.45	0.346	0.346	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C301	0.55	0.446	0.296	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C302	0.55	0.446	0.296	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C305	0.55	0.446	0.296	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C306	0.45	0.346	0.346	20.11	9.31	4Φ8/100	4Φ8/216
C401	0.45	0.246	0.246	15.08	7.18	3Φ8/100	4Φ8/216
C402	0.45	0.296	0.296	15.08	6.98	3Φ8/100	4Φ8/216
C405	0.45	0.296	0.296	15.08	6.98	3Φ8/100	4Φ8/216
C406	0.45	0.296	0.296	15.08	6.98	3Φ8/100	4Φ8/216
C501	0.45	0.246	0.246	15.08	7.18	3Φ8/100	4Φ8/216
C502	0.45	0.246	0.246	15.08	7.18	3Φ8/100	4Φ8/216
C505	0.45	0.246	0.246	15.08	7.18	3Φ8/100	4Φ8/216
C506	0.45	0.246	0.246	15.08	7.18	3Φ8/100	4Φ8/216

Πίνακας 3.37. Περίσφιξη υποστυλωμάτων τελικού προσομοιώματος από ΣΚΒ με $h_f = 18 \text{ cm}$.

Υποστώλωμα	Διατομή	ν_d	a_n	a_s	$a = a_n \cdot a_s$	ω_{wd}	$a \cdot \omega_{wd}$	$(a \cdot \omega_{wd})_{min}$
C101	45×45	0.27	0.778	0.737	0.574	1.482	0.850	0.115
C102	50×50	0.34	0.833	0.703	0.586	2.029	1.188	0.151
C105	50×50	0.34	0.833	0.703	0.586	2.029	1.188	0.151
C106	50×50	0.49	0.833	0.703	0.586	2.029	1.188	0.236
C201	45×45	0.20	0.778	0.665	0.517	1.482	0.766	0.079
C202	45×45	0.32	0.778	0.665	0.517	1.482	0.766	0.148
C205	45×45	0.32	0.778	0.665	0.517	1.482	0.766	0.148
C206	50×50	0.39	0.833	0.703	0.586	2.029	1.188	0.181
C301	40×40	0.18	0.667	0.627	0.418	0.971	0.405	0.070
C302	45×45	0.23	0.778	0.665	0.517	1.482	0.766	0.097
C305	45×45	0.23	0.778	0.665	0.517	1.482	0.766	0.097

C306	50×50	0.30	0.778	0.703	0.547	1.298	0.710	0.129
C401	40×40	0.11	0.667	0.627	0.418	0.971	0.405	0.030
C402	40×40	0.19	0.667	0.627	0.418	0.971	0.405	0.075
C405	40×40	0.19	0.667	0.627	0.418	0.971	0.405	0.075
C406	45×45	0.24	0.778	0.665	0.517	1.482	0.766	0.102
C501	35×35	0.06	0.667	0.602	0.402	1.162	0.466	0.004
C502	35×35	0.12	0.667	0.602	0.402	1.162	0.466	0.036
C505	35×35	0.12	0.667	0.602	0.402	1.162	0.466	0.036
C506	35×35	0.22	0.667	0.602	0.402	1.162	0.466	0.098

Πίνακας 3.38. Υπολογισμός κρίσιμης περιοχής l_{cr} και εγκάρσιου οπλισμού υποστυλωμάτων A_{sw}/s σε cm^2/m για υποστυλώματα τελικού προσομοιώματος από ΣΚΒ με $h_f = 18 \text{ cm}$.

Υποστώλωμα	l_{cr} (m)	h_o (m)	b_o (m)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{Κ.Π.}}$ (cm^2/m)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{Ε.Κ.Π.}}$ (cm^2/m)	Τοποθετούμενος Κ.Π	Τοποθετούμενος Εκτός Κ.Π
C101	0.45	0.354	0.354	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C102	0.5	0.404	0.404	25.13	10.47	5Φ8/100	5Φ8/240
C105	0.5	0.404	0.404	25.13	10.47	5Φ8/100	5Φ8/240
C106	0.5	0.404	0.404	25.13	10.47	5Φ8/100	5Φ8/240
C201	0.45	0.354	0.354	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C202	0.45	0.354	0.354	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C205	0.45	0.354	0.354	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C206	0.5	0.404	0.404	25.13	10.47	5Φ8/100	5Φ8/240
C301	0.45	0.304	0.304	15.08	6.28	3Φ8/100	3Φ8/240
C302	0.45	0.354	0.354	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C305	0.45	0.354	0.354	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C306	0.5	0.404	0.404	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C401	0.45	0.304	0.304	15.08	6.28	3Φ8/100	3Φ8/240
C402	0.45	0.304	0.304	15.08	6.28	3Φ8/100	3Φ8/240
C405	0.45	0.304	0.304	15.08	6.28	3Φ8/100	3Φ8/240
C406	0.45	0.354	0.354	20.11	8.38	4Φ8/100	4Φ8/240
C501	0.45	0.254	0.254	15.08	7.18	3Φ8/100	3Φ8/210
C502	0.45	0.254	0.254	15.08	7.18	3Φ8/100	3Φ8/210
C505	0.45	0.254	0.254	15.08	7.18	3Φ8/100	3Φ8/210
C506	0.45	0.254	0.254	15.08	7.18	3Φ8/100	3Φ8/210

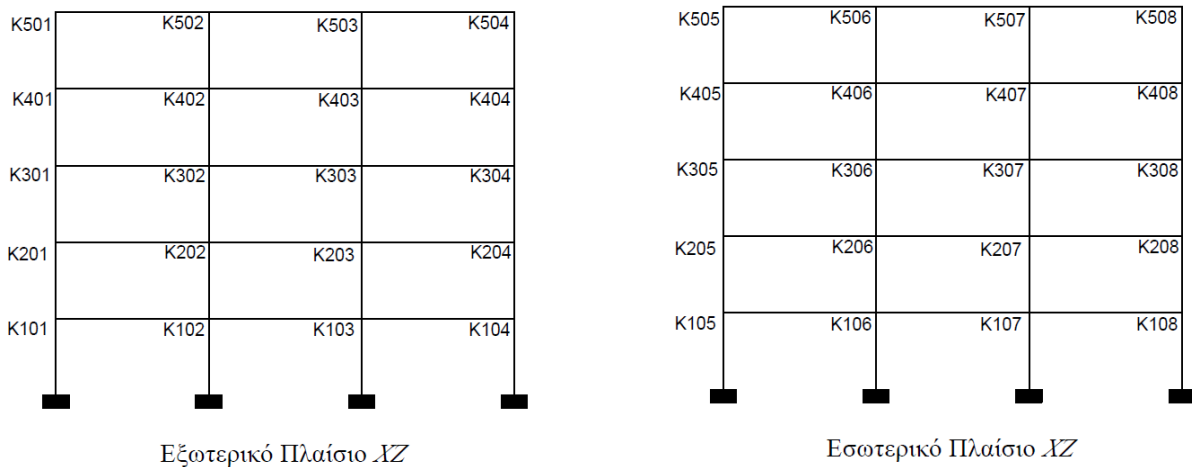
3.6.11 Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου

Σε πολυώροφα κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, για την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού μαλακού ορόφου, πρέπει σε κάθε κόμβο να πληρείται η παρακάτω σχέση, με εξαίρεση τους κόμβους του τελευταίου ορόφου, σύμφωνα με την § 4.4.2.3 (3) και (4)P.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb} \quad , \quad (3.44)$$

όπου $\sum M_{Rc}$ είναι το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο για την εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης και $\sum M_{Rb}$ είναι το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο για την εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων για εξωτερικό και εσωτερικό πλαίσιο στο επίπεδο XZ, βλ. Σχήμα 3.15, για τις διευθύνσεις της σεισμικής δράσης $\pm E$, όπως φαίνεται στους πίνακες, Πίνακας 3.39 και στον Πίνακα 3.40. Επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για τους κόμβους δεκαέξι υποστυλωμάτων, που αντιπροσωπεύουν τους κόμβους όλου του φορέα, λόγω διπλής συμμετρίας της κατασκευής.



Σχήμα 3.15. Απεικόνιση ονομασίας κόμβων για εξωτερικό και εσωτερικό πλαίσιο XZ του φορέα.

Πίνακας 3.39. Ικανοτικός έλεγχος κόμβων τελικού προσομοιώματος από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$.

Αποτελέσματα ικανοτικού ελέγχου κόμβου εξωτερικού πλαισίου XZ από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$				Αποτελέσματα ικανοτικού ελέγχου κόμβου εσωτερικού πλαισίου XZ από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$			
Κόμβος	Φορά Σεισμού	$1.3 \cdot (\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc})$	$\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$	Κόμβος	Φορά Σεισμού	$1.3 \cdot (\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc})$	$\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$
K101	+E	0.278	4.683	K105	+E	0.299	4.384
	-E	0.303	4.293		-E	0.348	3.734
K201	+E	0.300	4.330	K205	+E	0.364	3.567
	-E	0.354	3.674		-E	0.373	3.486
K301	+E	0.416	3.124	K305	+E	0.492	2.643
	-E	0.492	2.644		-E	0.454	2.865
K401	+E	0.608	2.139	K405	+E	0.624	2.084
	-E	0.619	2.101		-E	0.658	1.976
K102	+E	0.352	3.698	K106	+E	0.436	2.984
	-E	0.300	4.339		-E	0.435	2.986
K202	+E	0.383	3.395	K206	+E	0.454	2.861

	-E	0.366	3.553		-E	0.454	2.865
K302	+E	0.468	2.777	K306	+E	0.523	2.484
	-E	0.493	2.635		-E	0.522	2.488
K402	+E	0.657	1.979	K406	+E	0.696	1.867
	-E	0.624	2.085		-E	0.696	1.867

Πίνακας 3.40. Ικανοτικός έλεγχος κόμβου για το τελικό προσομοίωμα από ΣΚΒ.

Αποτελέσματα ικανοτικού ελέγχου κόμβου εξωτερικού πλαισίου ΧΖ από ΣΚΒ				Αποτελέσματα ικανοτικού ελέγχου κόμβου εσωτερικού πλαισίου ΧΖ από ΣΚΒ			
Κόμβος	Φορά Σεισμού	$1.3 \cdot (\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc})$	$\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$	Κόμβος	Φορά Σεισμού	$1.3 \cdot (\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc})$	$\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$
K101	+E	0.571	2.276	K105	+E	0.477	2,725
	-E	0.571	2.276		-E	0.601	2,165
K201	+E	0.710	1.831	K205	+E	0.598	2,173
	-E	0.710	1.831		-E	0.718	1,81
K301	+E	0.721	1.803	K305	+E	0.621	2,093
	-E	0.721	1.803		-E	0.700	1,858
K401	+E	0.654	1.989	K405	+E	0.640	2,031
	-E	0.654	1.989		-E	0.743	1,749
K102	+E	0.601	2.165	K106	+E	0.509	2,555
	-E	0.477	2.725		-E	0.509	2,555
K202	+E	0.718	1.810	K206	+E	0.576	2,258
	-E	0.598	2.173		-E	0.576	2,258
K302	+E	0.700	1.858	K306	+E	0.646	2,011
	-E	0.621	2.093		-E	0.646	2,011
K402	+E	0.743	1.749	K406	+E	0.781	1,664
	-E	0.640	2.031		-E	0.781	1,664

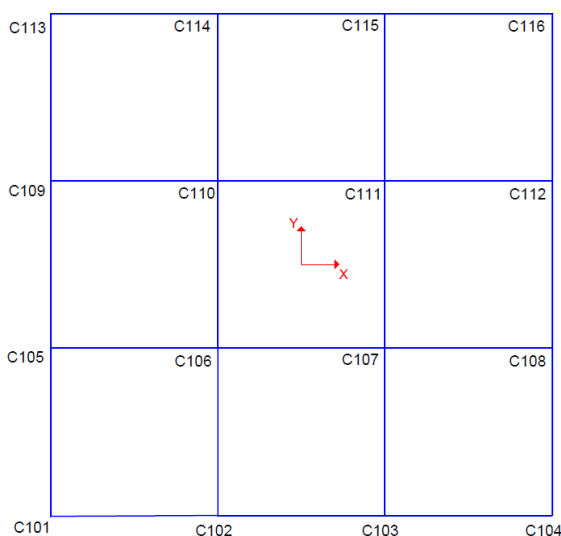
Για το προσομοίωμα από ΕΣ, οι λόγοι $1.3 \cdot \sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}$, που βρίσκονται πιο κοντά στη τιμή της μονάδας αφορούν στους κόμβους του 4^{ου} ορόφου, για σεισμική δράση $\pm E$. Ομοίως, για το προσομοίωμα από ΣΚΒ, οι δυσμενέστερες τιμές των λόγων αυτών, εντοπίζονται στους κόμβους του 4^{ου} ορόφου των εσωτερικών υποστυλωμάτων. Στον Πίνακα 3.41 παρατίθενται ενδεικτικά οι ροπές αντοχής δοκών και υποστυλωμάτων που υπολογίστηκαν για τον κόμβο K406, στον οποίο εντοπίζονται οι πιο δυσμενείς λόγοι και για τα δύο προσομοιώματα.

Πίνακας 3.41. Προσδιορισμός ροπών αντοχής και υποστυλωμάτων για το δυσμενέστερο λόγο $1.3 \cdot \sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}$ των προσομοιωμάτων από ΕΣ και από ΣΚΒ.

Υλικό	Κόμβος	Φορά Σεισμού	M_{Rb1} (kN · m)	M_{Rb2} (kN · m)	M_{Rc1} (kN · m)	M_{Rc2} (kN · m)	$\max \sum M_{Rb}$ (kN · m)	$\sum M_{Rb}$ (kN · m)
ΕΣ	K406	+E	125.95	72.95	188.58	182.77	198.9	371.35

3.6.12 Ανηγγεμένη Αξονική Δύναμη Υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με την § 5.4.3.2.1 (3)P, στα σεισμικά υποστυλώματα που ανήκουν στα πρωτεύοντα μέλη, η ανηγμένη αξονική δύναμη δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $v_d = 0.65$ για μέση κατηγορία πλαστιμότητας. Οι τιμές των ανηγμένων αξονικών δυνάμεων υπολογίζονται για τα υποστυλώματα του ισογείου, που είναι τα δυσμενέστερα από άποψη αξονικών δυνάμεων. Στο Σχήμα 3.16 απεικονίζεται η ονομασία των υποστυλωμάτων ισογείου. Τα αποτελέσματα των ελέγχων εμφανίζονται στους πίνακες που ακολουθούν, βλ. Πίνακας 3.42, Πίνακας 3.43.



Σχήμα 3.16. Προσδιορισμός θέσεων υποστυλωμάτων ισογείου σε κάτοψη στο επίπεδο XY του φορέα.

Πίνακας 3.42. Υπολογισμός τιμών ανηγμένης αξονικής δύναμης v_d για υποστυλώματα ισογείου για το τελικό προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$.

Όροφος	Υποστύλωμα	Πλάτος Υποστυλώματος (m)	Αξονικό Φορτίο (kN)	v_d	Έλεγχος
1 ^{ος}	C103	0.55	776.4	0.23	≤ 0.65
1 ^{ος}	C104	0.5	504.7	0.18	≤ 0.65
1 ^{ος}	C110	0.45	1177.8	0.51	≤ 0.65
1 ^{ος}	C112	0.5	776.4	0.27	≤ 0.65

Πίνακας 3.43. Υπολογισμός τιμών ανηγμένης αξονικής δύναμης v_d για υποστυλώματα ισογείου για το τελικό προσομοίωμα από ΣΚΒ με $h_f = 18 \text{ cm}$.

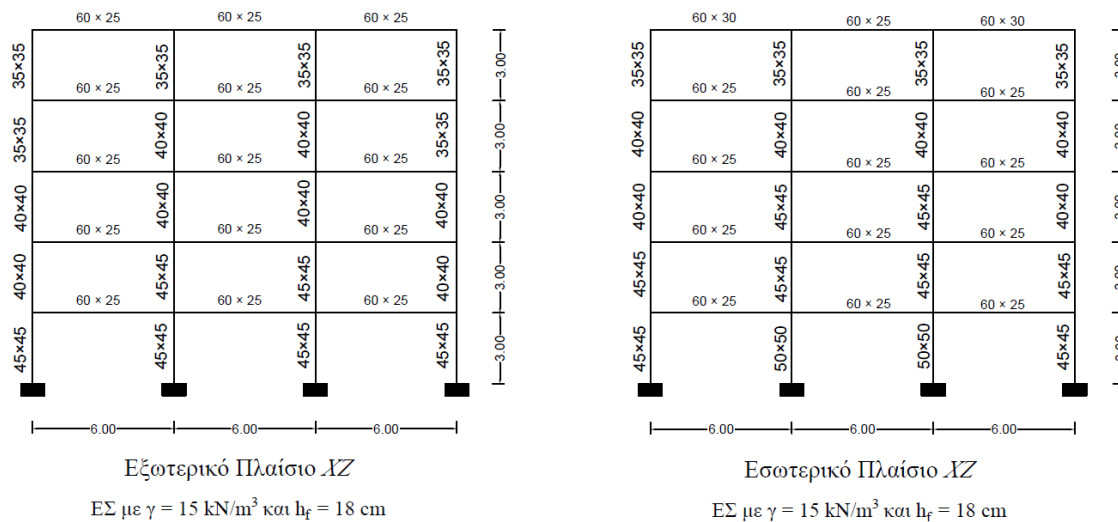
Όροφος	Υποστύλωμα	Πλάτος Υποστυλώματος (m)	Αξονικό Φορτίο (kN)	v_d	Έλεγχος
--------	------------	--------------------------------	---------------------------	-------	---------

1 ^{ος}	C103	0.5	1128.4	0.34	≤ 0.65
1 ^{ος}	C104	0.45	717.3	0.27	≤ 0.65
1 ^{ος}	C110	0.5	1644.7	0.49	≤ 0.65
1 ^{ος}	C112	0.5	1128.4	0.34	≤ 0.65

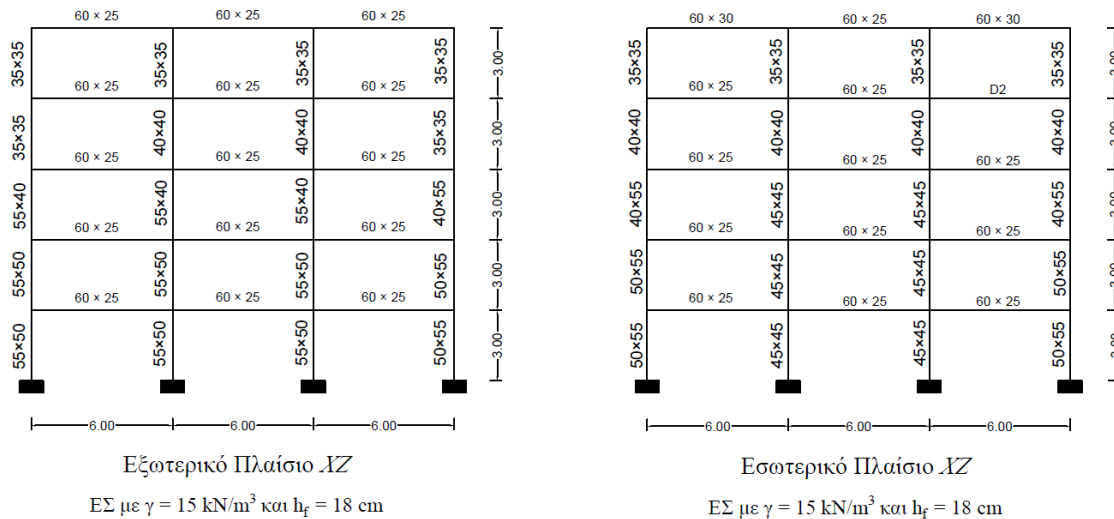
Παρατηρείται ότι οι πιο κρίσιμες τιμές εμφανίζονται, τόσο για το ΣΚΒ όσο και για το ΕΣ, στα κεντρικά υποστυλώματα που αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο θλιπτικό φορτίο. Αν και το θλιπτικό φορτίο για το ΣΚΒ είναι μεγαλύτερο, η μέγιστη τιμή της ανηγμένης αξονικής του υποστυλώματος από ΕΣ είναι μεγαλύτερη, με $\nu_d = 0.51$ για ΕΣ και $\nu_d = 0.49$ για ΣΚΒ. Σε αυτή τη μικρή διαφορά μεταξύ των τιμών συμβάλλουν, οι μικρότερες διαστάσεις του υποστυλώματος από ΕΣ, με διαστάσεις 45 × 45 cm για ΕΣ και 50 × 50 cm για ΣΚΒ, και η μειωμένη θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του ΕΣ, με 11333.33 kN/m² για ΕΣ και 13333.33 kN/m² για ΣΚΒ.

3.7 Τελικά Προσομοιώματα από ΕΣ και ΣΚΒ

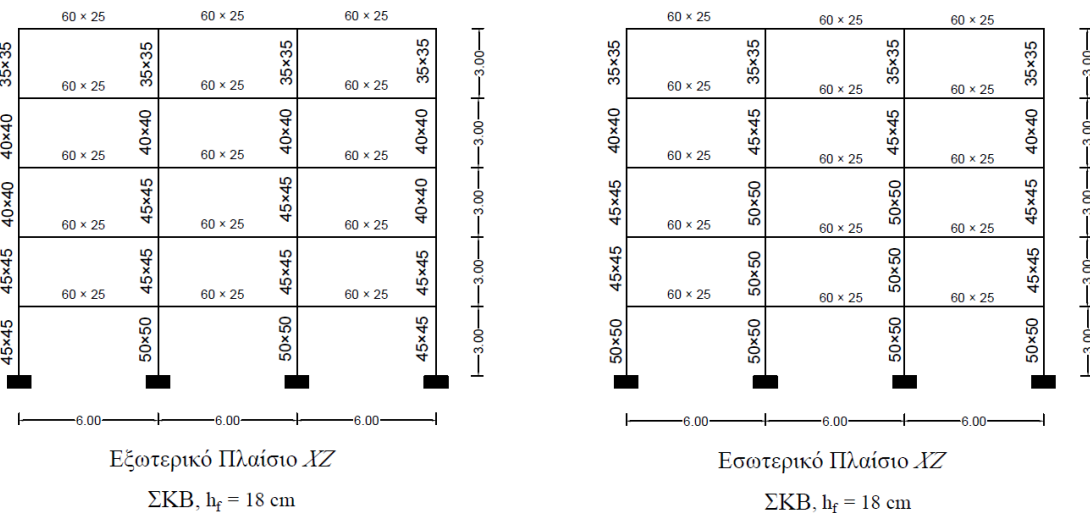
Στην § 3.6.6 αναφέρθηκαν οι λόγοι για τους οποίους επιλέχθηκε ο συνδυασμός $\gamma = 15$ kN/m³ και $h_f = 18$ cm, ως το προσομοίωμα από ΕΣ που ελέγχεται αρχικά, εάν μπορεί να θεωρηθεί ως η «βέλτιστη επιλογή», βλ. Σχήμα 3.17. Όπως διαπιστώθηκε, ο έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης δεν ικανοποιείται για δύο ορόφους. Επιλέγεται η διατήρηση του ίδιου ειδικού βάρους και η αύξηση των διαστάσεων των περιμετρικών υποστυλωμάτων. Τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα, Σχήμα 3.18 και Σχήμα 3.19.



Σχήμα 3.17. Εξωτερικό και εσωτερικό πλαίσιο ΧΖ με τις αρχικές διαστάσεις διατομών των υποστυλωμάτων για το προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 15$ kN/m³ και $h_f = 18$ cm πριν τον επανασχεδιασμό του φορέα.



Σχήμα 3.18. Εξωτερικό και εσωτερικό πλαίσιο ΧΖ με τις τελικές διαστάσεις διατομών των υποστυλωμάτων για το προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $h_f = 18 \text{ cm}$ μετά τον επανασχεδιασμό του φορέα.



Σχήμα 3.19. Εξωτερικό και εσωτερικό πλαίσιο ΧΖ με τις τελικές διαστάσεις διατομών των υποστυλωμάτων για το προσομοίωμα από ΣΚΒ για $h_f = 18 \text{ cm}$.

3.8 Σύγκριση Αποτελεσμάτων για προσομοίωμα από ΕΣ και ΣΚΒ

Αρχικά, παρουσιάζονται οι μεταβολές των βασικών σεισμικών χαρακτηριστικών των προσομοιωμάτων από ΕΣ και ΣΚΒ, βλ. Πίνακας 3.44. Τα προσομοιώματα δεν έχουν ελεγχθεί σε ΟΚΑ και ΟΚΛ και επίσης, δεν έχουν βελτιστοποιηθεί από άποψη επιλογής διαστάσεων των δομικών στοιχείων, καθώς αυτό δεν κρίνεται σκόπιμο. Σημειώνεται ότι μόνο το προσομοίωμα για $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ικανοποιεί τον έλεγχο περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης, άρα είναι αναγκαία η αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων. Συνεπώς, τα αποτελέσματα είναι ενδεικτικά και χρησιμοποιούνται για την παρατήρηση των μεταβολών των συγκεκριμένων χαρακτηριστικών, λαμβάνοντας υπόψη τη μεταβολή του γ . Επισημαίνεται ακόμη ότι στον Πίνακα 3.44, η μείωση της σεισμικής μάζας, της σεισμικής επιτάχυνσης και της τέμνουσας βάσης υπολογίζεται σε σχέση με τα αντίστοιχα μεγέθη του τελικού προσομοιώματος από ΣΚΒ.

Πίνακας 3.44. Σύγκριση σεισμικής μάζας, $S_d(T)$, V_{base} για προσομοιώματα από ΕΣ με τελικό προσομοίωμα από ΣΚΒ.

γ (kN/m ³)	h_r (cm)	T (sec)	Σεισμική Μάζα $G+0.3\cdot Q$ (kN)	Μείωση Σεισμικής Μάζας ΕΣ (%)	$S_d(T)$ (g)	Μείωση $S_d(T)$ ΕΣ (%)	Τέμνουσα βάσης V_{base} (kN)	Μείωση V_{base} για ΕΣ (%)
25	18	0.726	15094.02	-	0.127	-	1849.44	-
14	18	1.11	10629.69	29.6 %	0.084	33.9 %	756.67	59.1 %
14	20	1.11	11055.85	26.8 %	0.084	33.9 %	785.78	57.5 %
14	22	1.12	11481.57	23.9%	0.083	34.6 %	807.23	56.4 %
15	18	0.97	11079.88	26.6 %	0.096	24.4 %	991.34	46.4 %
15	20	1.04	11496.20	23.8 %	0.089	29.9 %	866.85	53.1 %
15	22	1.06	11947.91	20.8 %	0.087	31.5 %	885.08	52.1 %
16	18	0.99	11441.37	24.2 %	0.091	28.3 %	962.69	47.9 %
16	20	0.99	11928.98	21.0 %	0.093	26.8 %	942.36	49.0 %
16	22	1.01	12410.87	17.8 %	0.091	28.3 %	962.69	47.9 %
17	18	0.93	11853.53	21.5 %	0.099	22.0 %	1001.47	45.9 %
17	20	0.94	12369.99	18.0 %	0.098	22.8 %	1028.36	44.4 %
17	22	0.93	12887.12	14.6 %	0.099	22.0 %	1084.00	41.4 %
18	18	0.86	12275.36	18.7 %	0.107	15.7 %	1120.53	39.4 %
18	20	0.87	12816.44	15.1 %	0.106	16.5 %	1155.52	37.5 %
18	22	0.89	13357.52	11.5 %	0.103	18.9 %	1171.50	36.7 %

Στον Πίνακα 3.44 διακρίνεται ότι, καθώς μειώνεται το ειδικό βάρος γ του ΕΣ, μείωση παρουσιάζει και η σεισμική μάζα της κατασκευής, το οποίο συνεπάγεται τη μείωση της σεισμικής τέμνουσας βάσης, που σημαίνει ελάττωση της σεισμικής καταπόνησης του φορέα. Αυτό συνεπάγεται μείωση της απαίτησης σε χάλυβα οπλισμών. Ταυτόχρονα, παρατηρείται αύξηση των ιδιοπεριόδων για μείωση του γ και. Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι για όλες τις αναλύσεις προσομοιωμάτων κυμαίνονται μεταξύ των χαρακτηριστικών περιόδων T_C και T_D , άρα λαμβάνοντας υπόψη την καμπύλη του φάσματος σχεδιασμού, είναι σαφές ότι η σεισμική επιτάχυνση μειώνεται.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αντίστοιχα μεγέθη για τα τελικά προσομοιώματα από ΕΣ και ΣΚΒ στον συγκεντρωτικό πίνακα που ακολουθεί, βλ. Πίνακας 3.45. Η μείωση της τέμνουσας βάσης είναι ίση με 46.4 %, το οποίο δείχνει ότι τα εντατικά μεγέθη στο ΕΣ είναι σημαντικά μειωμένα σε σχέση με το ΣΚΒ, που μπορεί να επιφέρει οικονομία στους οπλισμούς.

Πίνακας 3.45. Σύγκριση δυναμικών χαρακτηριστικών προσομοιωμάτων από ΕΣ και ΣΚΒ.

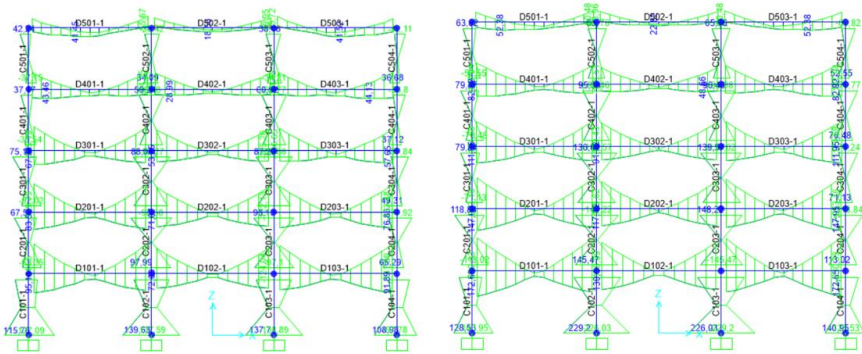
<i>ΥΛΙΚΟ</i>	T (sec)	$m_{ol} = G + 0.3Q$ (kN)	$S_d(T)$ (g)	V_{base} (kN)
ΕΣ	0.966	11079.88	0.096	991.34
ΣΠΣ	0.726	15094.02	0.127	1849.44

Μείωση κατά:	-	26.6%	24.4%	46.4%
--------------	---	-------	-------	-------

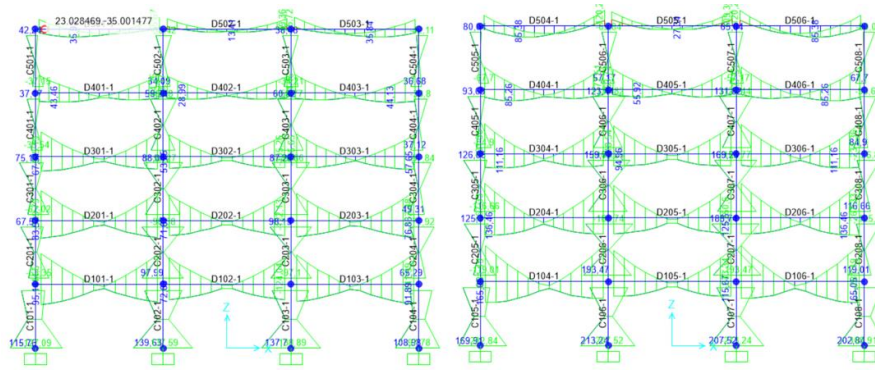
Όπως επισημαίνεται στην § 3.6.6, για την ικανοποίηση του ελέγχου σχετικής παραμόρφωσης αυξήθηκαν οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων του αρχικού προσομοιώματος από ΕΣ για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$. Συγκεκριμένα, οι διαστάσεις των περιμετρικών υποστυλωμάτων των πρώτων τριών ορόφων αυξήθηκαν σε $55 \times 50 \text{ cm}$ και σε $55 \times 40 \text{ cm}$. Οι διαστάσεις των κεντρικών υποστυλωμάτων παρέμειναν ίδιες, με εξαίρεση τα κεντρικά υποστυλώματα του πρώτου ορόφου, των οποίων οι διαστάσεις μειώθηκαν από $50 \times 50 \text{ cm}$ σε $45 \times 45 \text{ cm}$, προκειμένου να χρησιμοποιούνται κατά το δυνατόν μικρότερες διατομές. Παρατηρείται επίσης ότι τα περιμετρικά υποστυλώματα του προσομοιώματος από ΕΣ έχουν μεγαλύτερες διαστάσεις από το ΣΚΒ, ενώ τα κεντρικά υποστυλώματα είναι μειωμένα σε σχέση με το ΣΚΒ. Πιο ειδικά, στον πρώτο όροφο οι διαστάσεις των κεντρικών υποστυλωμάτων είναι $45 \times 45 \text{ cm}$ για ΕΣ και $50 \times 50 \text{ cm}$ για ΣΚΒ, βλ. Σχήμα 3.18, Σχήμα 3.19.

Σημειώνεται ακόμη ότι οι ροπές στα άκρα των δοκών είναι μεγαλύτερες από ότι στο μέσον του ανοίγματος, το οποίο διακρίνεται στις περιβάλλουσες ροπών κάμψης, βλ. Σχήμα 3.20. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα σεισμικά φορτία στις αναλύσεις είναι μεγαλύτερα από τα στατικά. Επίσης, στα περιμετρικά υποστυλώματα, εφαρμόζονται μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη, λόγω των μεγαλύτερων διαστάσεων τους σε σχέση με τα εσωτερικά. Αντίθετα, στο ΣΚΒ μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη παρουσιάζονται στα κεντρικά υποστυλώματα.

Όσον αφορά τον έλεγχο σε διάτμηση, όπως αναφέρθηκε στην § 3.6.9, επιλέχθηκε αύξηση του πάχους κορμού των δοκών D2 από ΕΣ στον 5^ο όροφο. Επομένως, ο έλεγχος σε διάτμηση μπορεί να είναι κρίσιμος για το σχεδιασμό, κατά περίπτωση, λόγω της μειωμένης αντοχής σε διάτμηση του ΕΣ.



Σχήμα 3.20. Περιβάλλουσα ροπών κάμψης προσομοιώματος εξωτερικού πλαισίου XZ, για ΕΣ αριστερά και για ΣΚΒ δεξιά.



Σχήμα 3.21. Περιβάλλουσα ροπών κάμψης προσομοιώματος εσωτερικού πλαισίου XZ, για ΕΣ αριστερά και για ΣΚΒ δεξιά.

4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

4.1 Εισαγωγή

Η μη γραμμική στατική ανάλυση *pushover* ή αλλιώς στατική υπερωθητική ανάλυση εκτελείται υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Σκοπός της ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Στο παρόν κεφάλαιο μελετάται η μετελαστική απόκριση των δύο κτιρίων από ελαφροσκυρόδεμα και σκυρόδεμα κανονικού βάρους με τη μέθοδο της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, προκειμένου να γίνει ο έλεγχος της στατικής συμπεριφοράς των φορέων.

Ο έλεγχος της στατικής συμπεριφοράς των φορέων από ΕΣ και από ΣΚΒ πραγματοποιείται μέσω του ελέγχου του λόγου a_u/a_l και του προσδιορισμού της κατανομής των πλαστικών μηχανισμών και του εύρους των βλαβών. Τα δύο κτίρια θα ελεγχθούν για το σεισμό σχεδιασμού, δηλαδή για το ελαστικό φάσμα κατά EC8. Πιο συγκεκριμένα, για κάθε ανάλυση παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο *ATC - 40* και τέλος, αναπαρίσταται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση.

4.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση Κτιρίου από Σκυρόδεμα Κανονικού Βάρους

4.2.1 Διαδικασία Προετοιμασίας Ανάλυσης

Για την εκτέλεση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης *pushover* χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό CSi SAP2000 v20.0 [5]. Αρχικά, εισάγονται στο λογισμικό τα μη - γραμμικά χαρακτηριστικά των υλικών, του σκυροδέματος και του χάλυβα. Για το σκυρόδεμα ορίζεται ως παραμόρφωση διαρροής η τιμή $\varepsilon_c = 0.002$ και η τιμή $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ ως παραμόρφωση αστοχίας. Αντίστοιχα, για χάλυβα *B500C* ορίζεται ως κριτήριο αστοχίας η τιμή $\varepsilon_s = 0.02$ και η συνολική παραμόρφωση λαμβάνεται ίση με την τιμή $\varepsilon_{uk} = 0.075$.

Η διαδικασία που ακολουθείται για την εκτέλεση της ανάλυσης *pushover* περιλαμβάνει δύο φάσεις. Κατά την πρώτη φάση ορίζεται μία στατική, μη γραμμική φορτιστική κατάσταση, που αφορά στην επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού $G+0.3Q$ στο φορέα. Ο φορέας αναλύεται με μη γραμμική στατική ανάλυση με μηδενικές αρχικές συνθήκες, προκειμένου, πριν την επιβολή των οριζόντιων φορτίων να βρίσκεται σε μία κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης υπό τη δράση μόνο των κατακόρυφων φορτίων του. Κατόπιν, επιλέγεται η αποθήκευση των αποτελεσμάτων μόνο για τη χρονική στιγμή που έχει ολοκληρωθεί η πλήρης επιβολή των κατακόρυφων φορτίων στο φορέα.

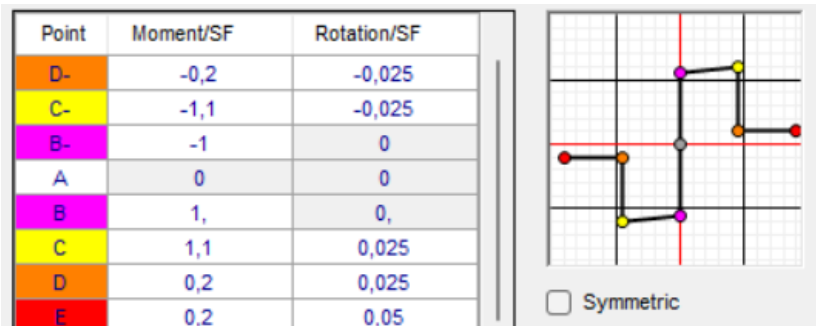
Με αρχικές συνθήκες το τέλος της πρώτης φάσης, ορίζεται μία μη γραμμική φορτιστική κατάσταση που αντιστοιχεί στη σταδιακή επιβολή των οριζόντιων φορτίων της ανάλυσης *pushover* στο φορέα. Τα φορτία αυτά αναπαριστούν τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις ανά όροφο κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ως κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης *pushover* ορίζεται μία μέγιστη μετακίνηση που λαμβάνεται από ένα σημείο στην κορυφή του φορέα, δηλαδή του κόμβου ελέγχου. Στις αναλύσεις επιλέχθηκε ως κόμβος ελέγχου το κέντρο μάζας στον πέμπτο όροφο της κατασκευής. Η κατασκευή φορτίζεται έως ότου η

μετακίνηση του κόμβου ελέγχου γίνει ίση με το κριτήριο τερματισμού, εκτός εάν αστοχήσει πριν την επίτευξη της μετακίνησης. Το κριτήριο τερματισμού επιλέγεται εμπειρικά ίσο με $d_{K.E.} = 1\% \cdot H_{tot} \cdot q = 0.01 \cdot 15 \cdot 3.9 = 0.585 \text{ m}$, όπου H_{tot} το συνολικό ύψος του φορέα σε m και q ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε κατά τον ελαστικό σχεδιασμό του φορέα.

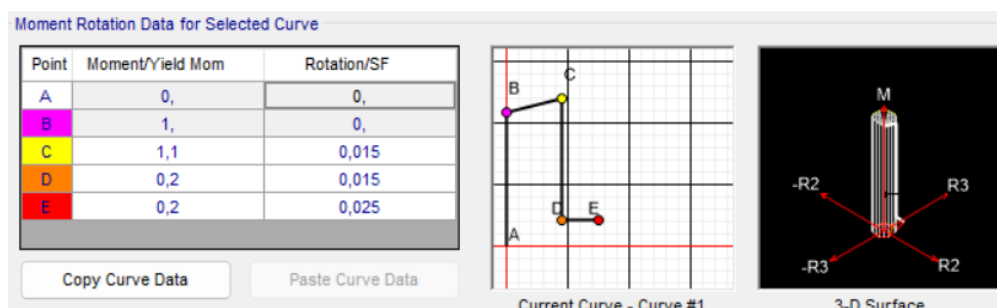
Στο προσομοίωμα από ΣΚΒ εφαρμόζεται ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος για την επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων κατά την κύρια διεύθυνση $\pm Y$. Επισημαίνεται ότι όλες οι αναλύσεις *pushover* για τα προσομοιώματα από ΣΚΒ και από ΕΣ, πραγματοποιούνται για τις τιμές σχεδιασμού όσον αφορά τις αντοχές των υλικών, σκυροδέματος και χάλυβα. Ακόμα, κατά τις αναλύσεις δεν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης Ρ-Δ λόγω αδυναμίας σύγκλισης του λογισμικού.

4.2.2 Ορισμός Πλαστικών Αρθρώσεων

Οι πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων είναι τα άκρα των δοκών και τα άκρα των υποστυλωμάτων σε όλους τους ορόφους. Αρχικά, επιλέγεται στο λογισμικό ο έλεγχος των μετακινήσεων, δηλαδή πλαστικός τρόπος αστοχίας. Στη συνέχεια, εφαρμόζονται οι ρυθμίσεις που αφορούν στους κρίσιμους τρόπους αστοχίας δοκών και υποστυλωμάτων. Για τις δοκούς κρίσιμος τρόπος αστοχίας είναι από καμπτικές ροπές περί τον τοπικό άξονα 3-3 κάθε διατομής, ενώ για τα υποστυλώματα από αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης περί τους τοπικούς άξονες 2-2 και 3-3. Όσον αφορά τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων, και στις δύο περιπτώσεις δοκών και υποστυλωμάτων χρησιμοποιείται η καμπύλη ροπής - στροφής M-θ, όπως φαίνεται στα Σχήμα 4.1 και Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.1. Γενικευμένη καμπύλη ροπής πλαστικής στροφής M-θ για δοκούς.



Σχήμα 4.2. Γενικευμένη καμπύλη ροπής - πλαστικής στροφής M-θ για υποστυλώματα.

Στην παρούσα εργασία επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η δυνατότητα του λογισμικού για αυτόματο υπολογισμό των χαρακτηριστικών των πλαστικών αρθρώσεων από τους πίνακες

των προτύπων ASCE 41-13 [3]. Η ανάθεση των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δομικών μελών του φορέα γίνεται αντίστοιχα με αυτόματο τρόπο επιλέγοντας τα μέλη στα οποία προβλέπεται ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων. Οι στάθμες επιτελεστικότητας που υιοθετούνται από τα πρότυπα των ASCE 41-13, παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.3.

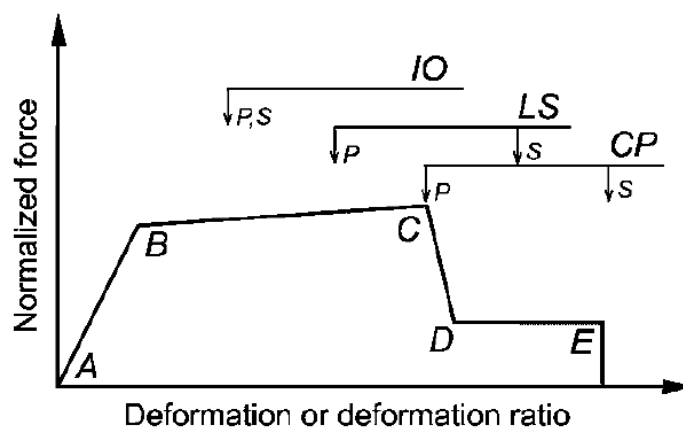
Επισημαίνεται ότι το σκυρόδεμα είναι επαρκώς περισφιγμένο και οι τιμές του θ_{upl} λαμβάνονται από τους πίνακες των προτύπων 10.7 και 10.8 για τις δοκούς και για τα υποστυλώματα, αντίστοιχα. Επίσης, στο λογισμικό επιλέγεται η ρύθμιση *Transverse Reinforcing is Conforming*, που συναντάται και στους πίνακες των ASCE 41-13 για τον υπολογισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Η ρύθμιση αυτή συνδέεται με την αυξημένη στροφική ικανότητα των πλαστικών αρθρώσεων και για να χρησιμοποιηθεί πρέπει να πληρούνται δύο κριτήρια, όπως ορίζονται στα πρότυπα των ASCE 41-13. Τα κριτήρια αυτά είναι τα εξής:

- Οι συνδετήρες των μελών στην περιοχή που αναμένεται να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση πρέπει να απέχουν μεταξύ τους $\leq d / 3$, όπου d το στατικό ύψος της διατομής του μέλους
- Η διατμητική αντοχή των μελών που εξασφαλίζεται μόνο από τους συνδετήρες, $V_{Rd,s}$, ισούται τουλάχιστον με $3/4$ της τέμνουσας δύναμης σχεδιασμού V_{Ed}

Τα ανωτέρω εξασφαλίζονται για όλες τις δοκούς και υποστυλώματα των προσομοιωμάτων από ΕΣ και από ΣΚΒ. Ενδεικτικά, παρατίθεται ο έλεγχος για τη μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται σε δοκό πρώτου ορόφου του κτιρίου από ΣΚΒ και από ΕΣ, αντίστοιχα. Επισημαίνεται ότι ο σπλισμός διάτμησης δοκού από ΣΚΒ και από ΕΣ είναι εξίσου $2\Phi 8/100$. Το στατικό ύψος δοκού είναι $d = 0.552$ m για δοκό από ΣΚΒ και $d = 0.548$ m για δοκό από ΕΣ, επομένως $d / 3 = 0.184$ m για ΣΚΒ και 0.183 m για ΕΣ, άρα και στις δύο περιπτώσεις επαληθεύεται ότι $d / 3 \geq s = 0.1$ m.

Πίνακας 4.1. Έλεγχος κριτηρίου για επαρκή διατμητικό σπλισμό μελών κατά τα πρότυπα ASCE 41-13.

Υλικό	A_{sw}/s (m^2/m)	s (m)	z (m)	f_{yw} (kN/m^2)	V_{Rds} (kN)	$3/4 V_{Ed}$ (kN)
ΣΚΒ	1.005	0.1	0.497	434783	217.2	121.1
ΕΣ	1.005	0.1	0.493	434783	215.6	71.3



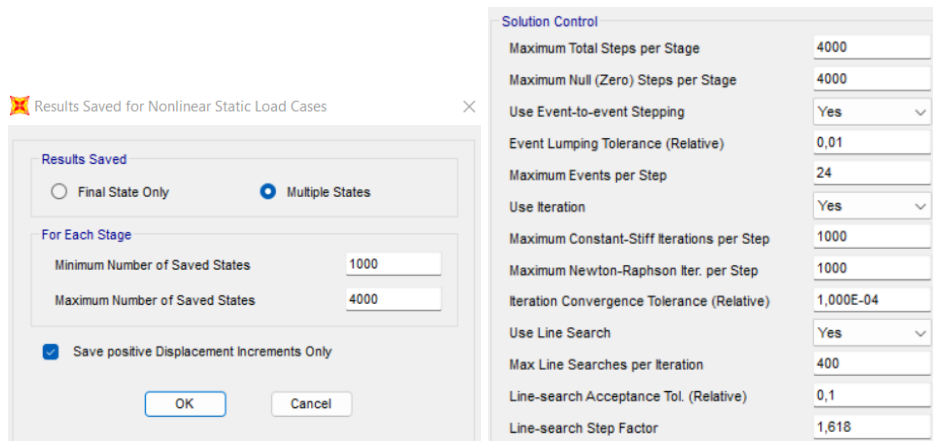
Σχήμα 4.3. Γενική μορφή καμπύλης $F - \delta$ και στάθμες επιτελεστικότητας προτύπων ASCE 41-13 [3].

Στην παρούσα εργασία οι φορείς από ΕΣ και από ΣΚΒ ανήκουν σε κατασκευές με κατηγορία σπουδαιότητας II, όπως έχει προαναφερθεί στην § 3.6.5.4. Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων οικοδομικών έργων, που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας II επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας *Οριακής Κατάστασης Σημαντικών Βλαβών - SD* ή όπως αναφέρεται στις διατάξεις των ASCE 41-13, Προστασίας Ζωής. Επομένως, για περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, επιλέγεται στόχος σχεδιασμού B₂, όπως επισημαίνεται στον EC8 – Μέρος 3 [13].

Πίνακας 4.2. Κριτήρια επιτελεστικότητας κατά EC8.

Στάθμες Επιτελεστικότητας	Πλαστική Παραμόρφωση
Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation)	0
Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage)	$\theta^{pl} = 0.75 \cdot \theta_u^{pl}$
Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Near Collapse)	$\theta^{pl} = \theta_u^{pl}$

Ακόμα, για την εκτέλεση της ανάλυσης απαιτείται η εισαγωγή των παραμέτρων που σχετίζονται με τη μη – γραμμική διαδικασία. Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν προέκυψαν μετά από δοκιμές και απεικονίζονται στο Σχήμα 4.4.

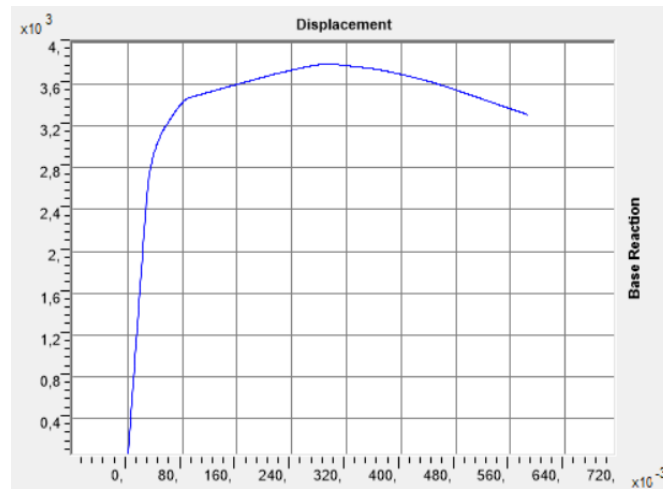


Σχήμα 4.4. Ορισμός μη γραμμικών παραμέτρων ανάλυσης *pushover*.

4.2.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης

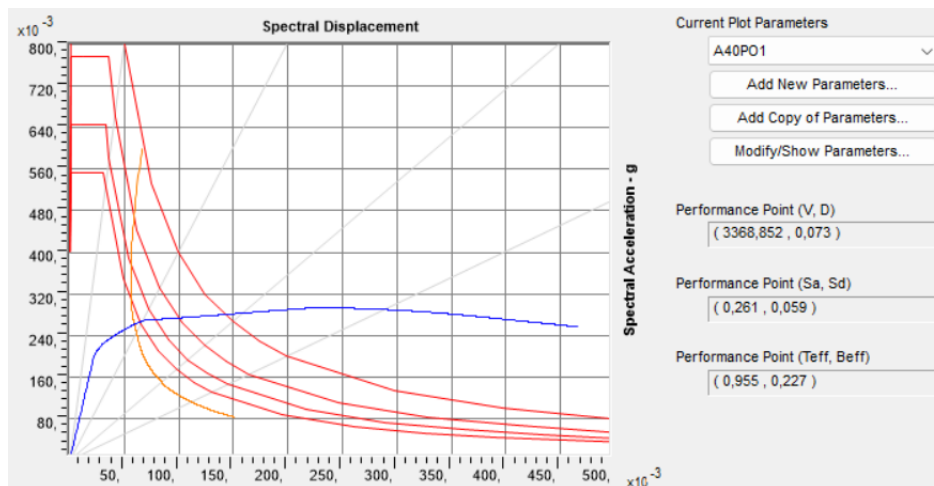
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό για επιβολή ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων κατά την κύρια διεύθυνση -Y. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται είναι το φάσμα κατά EC8. Προκειμένου να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιείται το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού, που λήφθηκε υπόψη κατά το σχεδιασμό του κτιρίου, πολλαπλασιασμένο με συντελεστή μεγέθυνσης *Scale Factor* ίσο με $SF = q \cdot g = 3.9 \cdot 9.81 = 38.26$. Πρώτα,

απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας για σεισμική τέμνουσα βάσης και μετακίνηση κόμβου τελευταίου ορόφου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.5.



Σχήμα 4.5. Καμπύλη ικανότητας προσομοιώματος από ΣΚΒ για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη -Y.

Έπειτα, στο Σχήμα 4.6 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ATC - 40. Η καμπύλη με μπλε χρώμα αναπαριστά την καμπύλη ικανότητας και η καμπύλη με πορτοκαλί χρώμα δίνει σε μορφή ADRS το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8. Οι καμπύλες με κόκκινο χρώμα, επίσης σε μορφή ADRS, δίνουν το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8 για μία σειρά αυξανόμενων αποσβέσεων. Ακόμα, με πορτοκαλί χρώμα αναπαρίσταται, σε μορφή ADRS, το φάσμα απαίτησης. Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 3368.85 \text{ kN}$ και σε μετακίνηση κορυφής, δηλαδή στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής ίση με την τιμή $D_{target} = 7.3 \text{ cm}$.



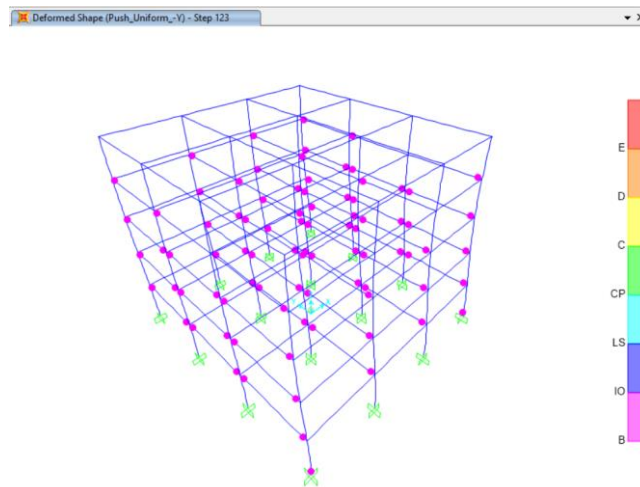
Σχήμα 4.6. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή κατά ATC – 40.

Από τον Πίνακα 4.3 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων της ανάλυσης 122 και 123. Συγκεκριμένα, κατά το βήμα 123 έχουν σχηματιστεί 86 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση - Immediate Occupancy*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για τη στοχευόμενη μετακίνηση εμφανίζεται στο Σχήμα 4.7. Η μετατόπιση

κορυφής στη διαρροή εντοπίζεται από την καμπύλη ικανότητας και είναι ίση με την τιμή $D_y = 2.57$ cm, ενώ η τέμνουσα βάσης είναι ίση με την τιμή $V_y = 2344.26$ kN. Επομένως, η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων υπολογίζεται ίση με $\mu = D_{target} / D_y = 2.84$.

Πίνακας 4.3. Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη διεύθυνση $-Y$.

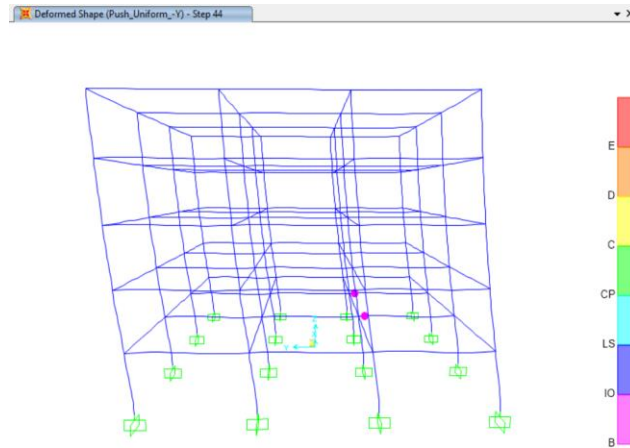
Βήμα	Μετατόπιση (m)	Τέμνουσα (kN)	Αριθμός Πλαστικών Αρθρώσεων
122	0.0729	3369.17	86
123	0.0735	3374.36	86



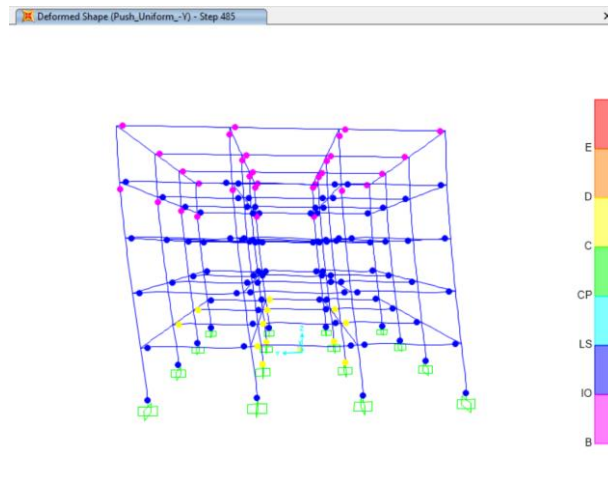
Σχήμα 4.7. Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα από ΣΚΒ για τη στοχευόμενη μετακίνηση $D_{target} = 7.3$ cm για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη $-Y$.

Η πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης εμφανίζεται όταν η μετατόπιση κορυφής είναι ίση με την τιμή $d = 2.39$ cm και αντίστοιχα, η τέμνουσα βάσης είναι ίση με $V = 2184.43$ kN, άρα $a_I = 2184.43$. Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στην πρώτη διαρροή εμφανίζεται στο Σχήμα 4.8. Από το φάσμα ικανότητας προκύπτει ότι η μετατόπιση κορυφής λίγο πριν την κατάρρευση είναι $D_u = 28.5$ cm και η τέμνουσα βάσης είναι $V_u = 3792.37$ kN. Άρα, $a_u = 3792.37$ και ακολούθως, υπολογίζεται ο λόγος $a_u / a_I = 1.74 > 1.3$, με το οποίο έγινε ο αρχικός σχεδιασμός.

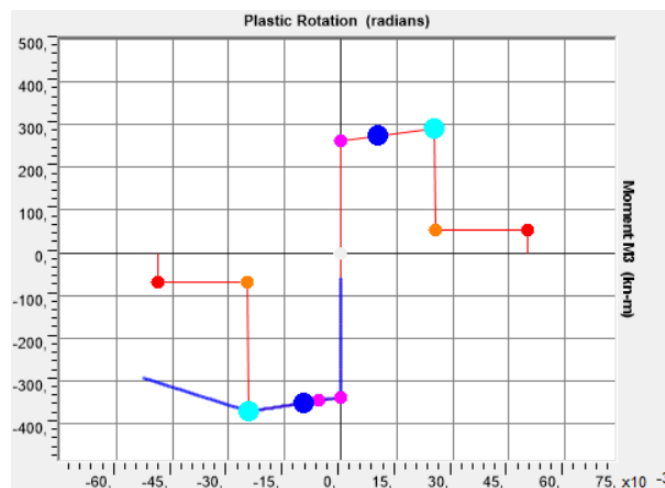
Η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου όταν η μετατόπιση κορυφής είναι ίση με D_u παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.9. Σε αυτό το βήμα της ανάλυσης παρατηρείται ο σχηματισμός 12 πλαστικών αρθρώσεων των οποίων η παραμόρφωση έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή κατάρρευσης*, καθώς τα σημεία C και CP ταυτίζονται κατά ASCE 41-13, βλ. Σχήμα 4.3 και εμφανίζονται με κίτρινο χρώμα.



Σχήμα 4.8. Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου από ΣΚΒ κατά την πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη -Y.



Σχήμα 4.9. Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου από ΣΚΒ για τη μετακίνηση αστοχίας $D_u = 28.5$ cm για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη -Y.



Σχήμα 4.10. Καμπύλη M-θ για την πλαστική άρθρωση της δοκού D_2 του 1^{ου} ορόφου με τη μέγιστη πλαστική στροφή στο φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση και ίση με $5.86 \cdot 10^{-3}$ rad.

4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση Κτιρίου από Ελαφροσκυρόδεμα

4.3.1 Διαδικασία Προετοιμασίας Ανάλυσης

Για την εκτέλεση των αναλύσεων για το προσομοίωμα από ΣΚΒ εφαρμόζεται η ίδια διαδικασία που περιγράφηκε στις παραγράφους § 4.2.1 και § 4.2.2, λαμβάνοντας υπόψη ορισμένες διαφοροποιήσεις. Αρχικά, ορίζονται τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του ελαφροσκυροδέματος με την εισαγωγή των τιμών $\varepsilon_{lc} = 0.002$ και $\varepsilon_{lcu} = 0.00274$ για την παραμόρφωση διαρροής και για την παραμόρφωση αστοχίας, αντίστοιχα. Τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του χάλυβα εισάγονται όπως στην § 4.2.2.

Στην παρούσα ανάλυση το ΕΣ θεωρείται περισφιγμένο παρότι δεν υπάρχει επαρκής αριθμός στοιχείων αναφορικά με την περίσφιγξη του ΕΣ [15]. Ωστόσο, από τα υπάρχοντα στοιχεία υποδεικνύεται μείωση της ευμενούς δράσης της περίσφιγξης σε σχέση με το ΣΚΒ, [15]. Ο EC2 παρέχει σχέσεις για το περισφιγμένο ΕΣ, οι οποίες αποτελούν συντηρητικότερες προσεγγίσεις σε σύγκριση με τις σχέσεις για περισφιγμένο ΣΚΒ, άρα η θεώρηση για περισφιγμένο ΕΣ κρίνεται εύλογη.

Για το προσομοίωμα από ΕΣ εκτελούνται μη - γραμμικές αναλύσεις με επιβολή ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής οριζόντιων φορτίων κατά την κύρια διεύθυνση -Y. Στην ομοιόμορφη κατανομή τα φορτία είναι ανάλογα μόνο της μάζας κάθε ορόφου, ενώ στην ιδιομορφική κατανομή κατά την κύρια διεύθυνση Y υιοθετείται το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής.

4.3.2 Ορισμός Πλαστικών Αρθρώσεων

Κατά τον EC2 (§ 11.5.1), προβλέπεται ότι για το ΕΣ η διαθέσιμη ικανότητα στροφής $\theta_{pl,d}$ πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το μειωτικό συντελεστή $\varepsilon_{lcu2} / \varepsilon_{cu2}$. Ακολουθώντας, υπολογίζεται, $\varepsilon_{lcu2} / \varepsilon_{cu2} = 0.0035 \cdot \eta_1 / 0.0035 = \eta_1 = 0.4 + 0.6 \cdot (\rho/2200) = 0.782$.

4.3.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης

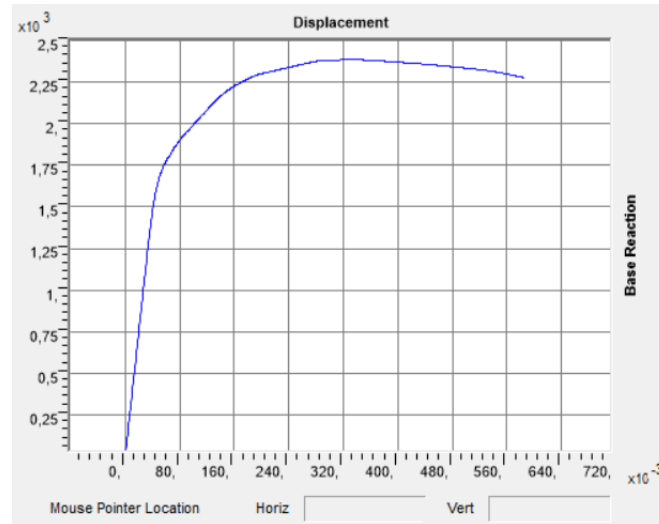
Στη συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις δύο περιπτώσεις κατανομής οριζόντιων φορτίων, ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής κατά την κύρια διεύθυνση -Y.

i. Για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη διεύθυνση -Y:

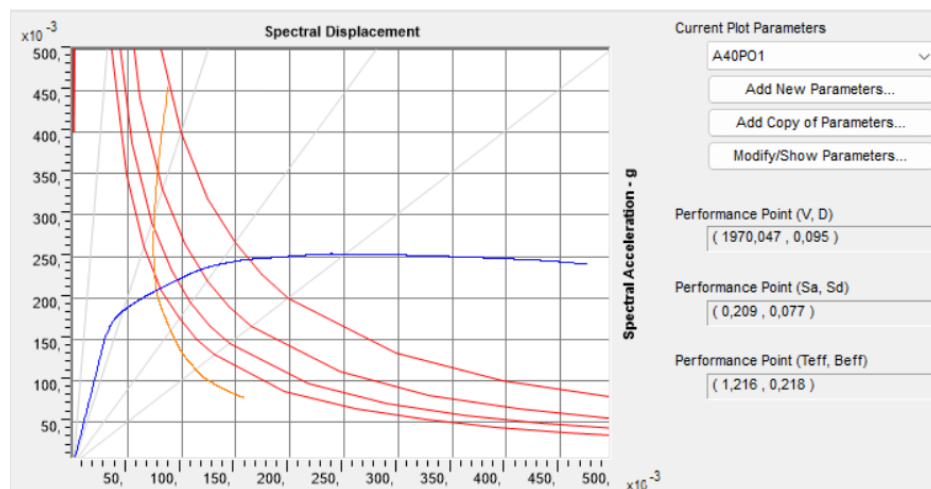
Η καμπύλη ικανότητας του προσομοιώματος από ΕΣ για ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων φορτίων παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.11. Έπειτα, προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC - 40, που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση $D_{target} = 9.5$ cm και τέμνουσα βάσης $V = 1970.95$ kN. Η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 160 και 161 της ανάλυσης *pushover*, όπως απεικονίζεται στον Πίνακα 4.4. Κατά βήμα 161 της ανάλυσης έχουν σχηματιστεί 74 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα με παραμόρφωση που δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*, βλ. Σχήμα 4.13. Η μετατόπιση κορυφής στη διαρροή είναι ίση με την τιμή $D_y = 3.93$ cm και η τέμνουσα βάσης είναι ίση με $V_y = 1459.93$ kN. Άρα, η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων είναι $\mu = D_{target} / D_y = 2.42$.

Η πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης εμφανίζεται όταν η μετατόπιση κορυφής είναι ίση με $d = 2.97$ cm και η τέμνουσα βάσης $V = 1118.58$ kN, άρα $a_1 = 1118.58$. Η μετακίνηση κορυφής λίγο πριν την αστοχία είναι ίση με $D_u = 26.74$ cm και η τέμνουσα βάσης $V_u =$

2364.3 kN. Δεδομένου ότι $\alpha_u = 2364.3$ υπολογίζεται ο λόγος $\alpha_u / \alpha_l = 2.11 > 1.3$, με το οποίο έγινε ο αρχικός σχεδιασμός. Όταν η μετακίνηση του τελευταίου ορόφου του φορέα γίνει ίση με D_u , παρατηρείται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης για την οποία η παραμόρφωση έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία ζωής*. Η πλαστική άρθρωση απεικονίζεται με κίτρινο χρώμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.15.



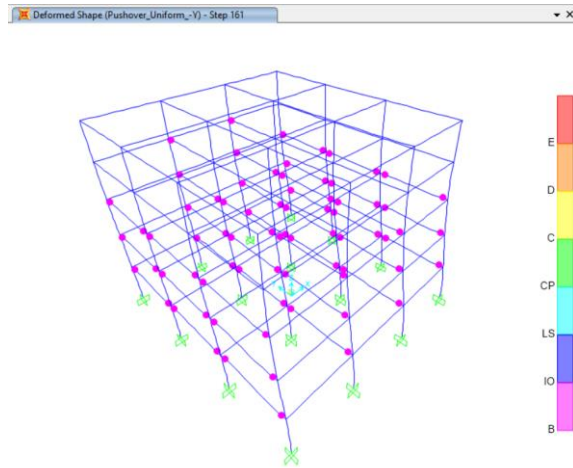
Σχήμα 4.11. Καμπύλη ικανότητας προσομοιώματος από ΕΣ για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη -Y.



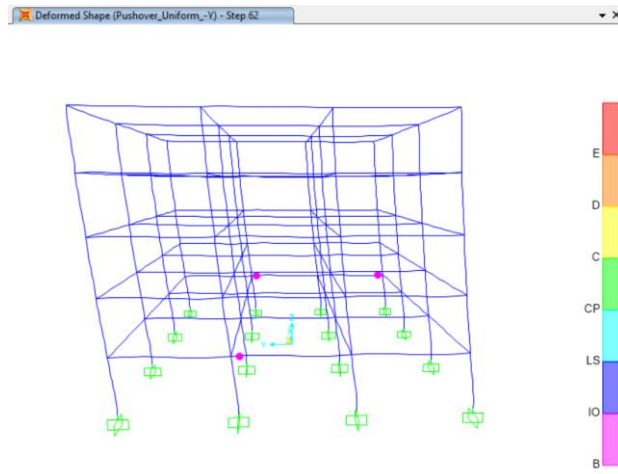
Σχήμα 4.12. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή κατά ATC – 40.

Πίνακας 4.4. Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις για το προσομοίωμα από ΕΣ κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη -Y.

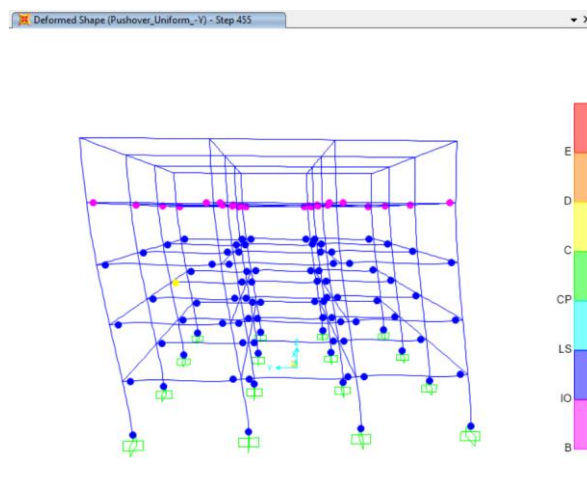
Βήμα	Μετατόπιση (m)	Τέμνουσα (kN)	Αριθμός Πλαστικών Αρθρώσεων
160	0.0948	1970.62	72
161	0.0954	1973.27	74



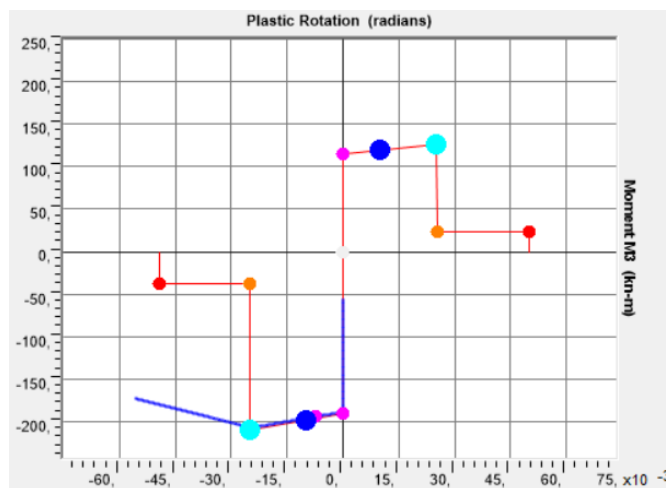
Σχήμα 4.13. Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου ΕΣ για τη στοχευόμενη μετακίνηση $D_{target} = 9.5$ cm για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη $-Y$.



Σχήμα 4.14. Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου από ΕΣ κατά την πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη $-Y$.



Σχήμα 4.15. Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου από ΕΣ για τη μετακίνηση αστοχίας $D_u = 26.74$ cm για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη $-Y$.

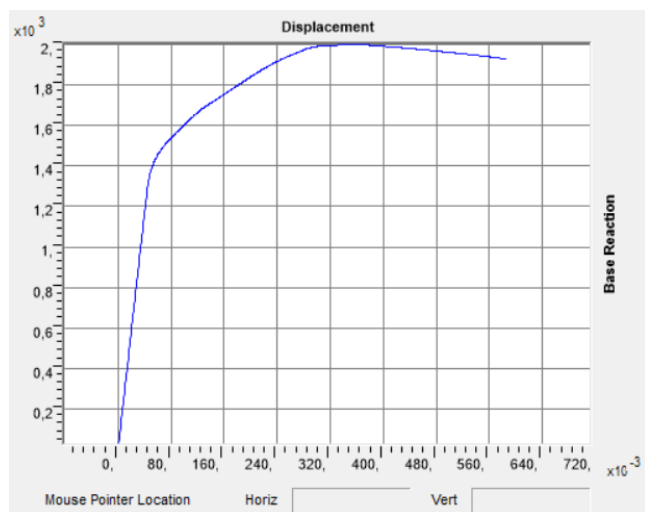


Σχήμα 4.16. Καμπύλη M-θ για την πλαστική άρθρωση της δοκού D₂ του 2^{ου} ορόφου με τη μέγιστη πλαστική στροφή στο φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση και ίση με $7.36 \cdot 10^{-3}$ rad.

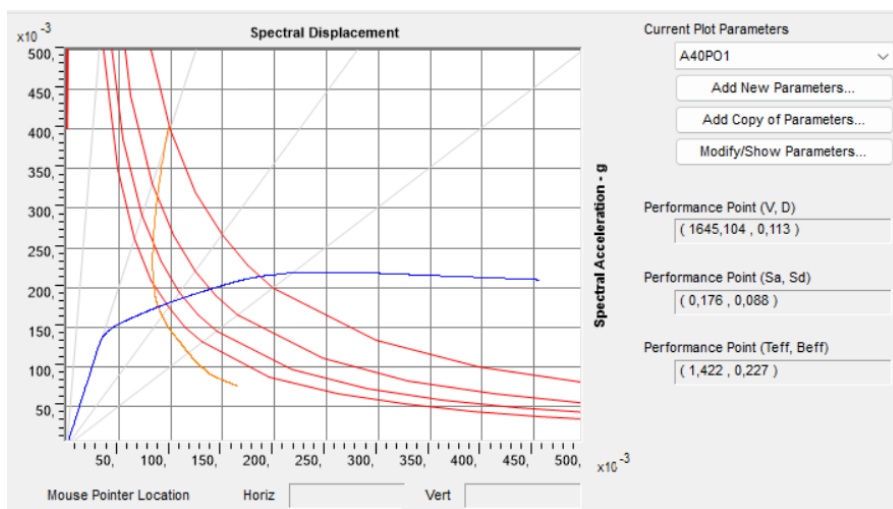
ii. Για ιδιομορφική κατανομή κατά τη -Y:

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται η καμπύλη ικανότητας και η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στα βήματα της ανάλυσης που αφορούν στη στοχευόμενη μετακίνηση, στην πρώτη πλαστικοποίηση και στη μετακίνηση λίγο πριν την αστοχία. Η στοχευόμενη μετακίνηση είναι ίση με $D_{target} = 11.3$ cm και η τέμνουσα βάσης είναι $V = 1645.1$ kN. Κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας έχουν σχηματιστεί 88 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα και δεν υπάρχει υπέρβαση στη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η μετατόπιση στη διαρροή είναι $D_y = 4.38$ cm και η τέμνουσα $V_y = 1278.9$ kN. Άρα, υπολογίζεται η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων $\mu = D_{target}/D_y = 2.58$.

Η πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης συμβαίνει όταν η μετακίνηση του τελευταίου ορόφου είναι $d = 3.68$ cm και αντίστοιχα, η τέμνουσα βάσης είναι $V = 1076.9$ kN, άρα $a_1 = 1076.9$. Από το φάσμα ικανότητας προκύπτει ότι $D_u = 29.82$ cm και $V_u = 1989.4$ kN, άρα $a_u = 1989.4$. Επομένως, υπολογίζεται ο λόγος $a_u / a_1 = 1.85 > 1.3$, με το οποίο έγινε ο αρχικός σχεδιασμός. Στο Σχήμα 4.21 παρατηρείται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης, της οποίας η παραμόρφωση έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία ζωής*.



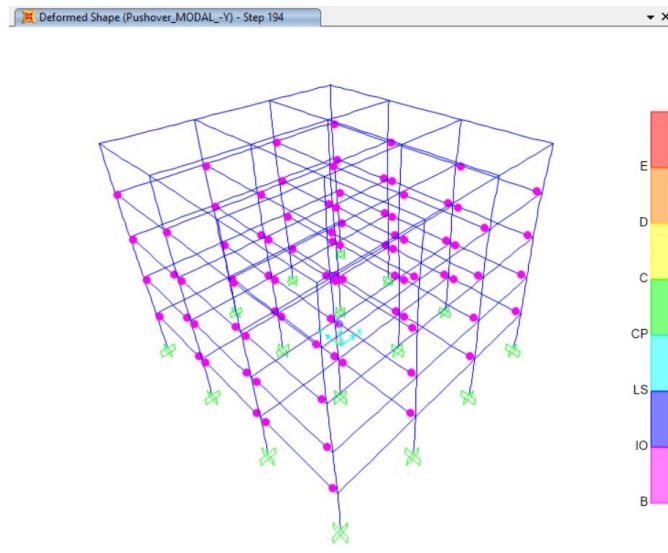
Σχήμα 4.17. Καμπύλη ικανότητας προσομοιώματος από ΕΣ για ιδιομορφική κατανομή κατά τη -Y.



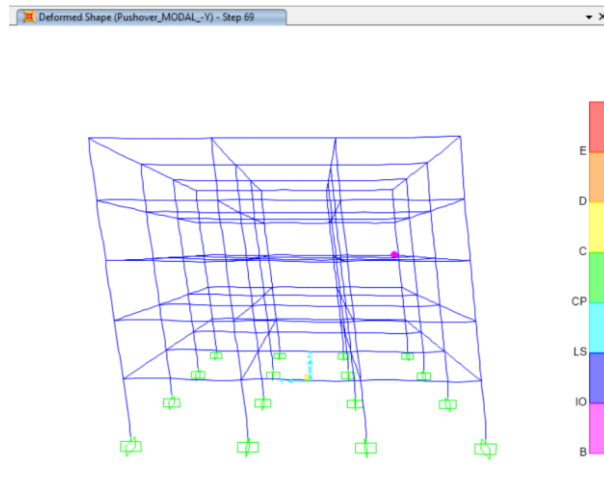
Σχήμα 4.18. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας για ιδιομορφική κατανομή κατά ATC – 40.

Πίνακας 4.5. Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις για το προσομοίωμα από ΕΣ κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ιδιομορφική κατανομή κατά τη -Y.

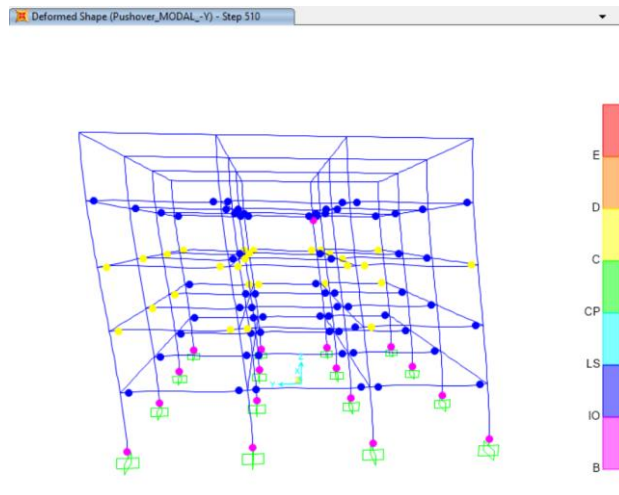
Βήμα	Μετατόπιση (m)	Τέμνουσα (kN)	Αριθμός Πλαστικών Αρθρώσεων
193	0.1127	1642.74	88
194	0.1133	1644.54	88



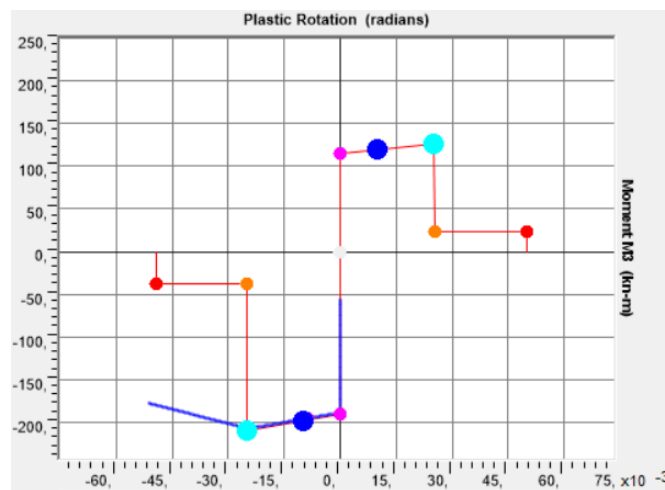
Σχήμα 4.19. Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου ΕΣ για τη στοχευόμενη μετακίνηση $D_{target} = 11.3$ cm για ιδιομορφική κατανομή κατά τη $-Y$.



Σχήμα 4.20. Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου από ΕΣ κατά την πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης για ιδιομορφική κατανομή κατά τη $-Y$.



Σχήμα 4.21. Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου από ΕΣ για τη μετακίνηση αστοχίας $D_u = 29.82$ cm για ιδιομορφική κατανομή κατά τη -Y.



Σχήμα 4.22. Καμπύλη Μ-θ για την πλαστική άρθρωση της δοκού D_2 του 2^{ου} ορόφου με μέγιστη πλαστική στροφή στο φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση και ίση με $8.72 \cdot 10^{-3}$ rad.

Πίνακας 4.6. Αποτελέσματα αναλύσεων *pushover* για προσομοιώματα από ΕΣ και από ΣΚΒ.

Υλικό	Κατανομή	D_{target} (cm)	μ	a_u / a_l
ΕΣ	Ιδιομορφική	11.3	2.58	1.85
	Ομοιόμορφη	9.5	2.42	2.11
ΣΚΒ	Ομοιόμορφη	7.3	2.84	1.74

4.4 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Αρχικά, παρατηρείται ότι σε όλες τις αναλύσεις των προσομοιωμάτων από ΣΚΒ και από ΕΣ οι παραμορφώσεις των πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίζονται, δεν υπερβαίνουν, για τη στοχευόμενη μετακίνηση, τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Επομένως, δεν έχει υπερβληθεί ο στόχος σεισμικής ικανότητας για το σεισμό σχεδιασμού, για στάθμη

επιτελεστικότητα: *Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών*, όπως ορίστηκε αρχικά στην § 4.2.2.

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.6, στο κτίριο από ΣΚΒ για ομοιόμορφη κατανομή η στοχευόμενη μετακίνηση στην οροφή του φορέα είναι 7.3 cm, ενώ στο κτίριο από ΕΣ για ομοιόμορφη κατανομή είναι 9.5 cm, δηλαδή παρουσιάζεται αυξημένη κατά 30 %. Η αύξηση ήταν αναμενόμενη δεδομένου ότι κατά τον υπολογισμό των παραμορφώσεων ορόφου d_r και των συντελεστών ευαισθησίας θ , τα μεγέθη αυτά είχαν προκύψει αισθητά μεγαλύτερα για το ΕΣ, βλ. § 3.6.6. Κατά συνέπεια, η μείωση του μέτρου ελαστικότητας του ΕΣ κατά 59.5 % σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας του ΣΚΒ επιδρά σημαντικά στην αύξηση των παραμορφώσεων του φορέα.

Ακόμα, παρατηρείται ότι και στα δύο προσομοιώματα για τη στοχευόμενη μετακίνηση αναπτύσσονται περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς από ότι στα υποστυλώματα, το οποίο είναι επιθυμητό, καθώς δημιουργείται ο μηχανισμός *ασθενής δοκός – ισχυρό υποστύλωμα*. Η μέγιστη πλαστική στροφή που αναπτύχθηκε στο προσομοίωμα από ΣΚΒ είναι $5.86 \cdot 10^{-3}$ rad για ομοιόμορφη κατανομή, ενώ στο προσομοίωμα από ΕΣ για ομοιόμορφη κατανομή είναι $7.36 \cdot 10^{-3}$ rad. Η μέγιστη πλαστική στροφή για το προσομοίωμα από ΕΣ για ιδιομορφική κατανομή είναι $8.72 \cdot 10^{-3}$ rad.

Η απαίτηση πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων για το ΣΚΒ είναι 2.84, ενώ για το ΕΣ για την ομοιόμορφη κατανομή αντίστοιχα, είναι 2.42. Επίσης, και στις δύο περιπτώσεις ΣΚΒ και ΕΣ για ομοιόμορφη κατανομή κατά την κύρια διεύθυνση -Y, ο λόγος a_u / a_1 προκύπτει μεγαλύτερος από την τιμή 1.3 για την οποία έγινε ο αρχικός σχεδιασμός. Συγκρίνοντας τις αναλύσεις του προσομοιώματος από ΕΣ για την ιδιομορφική κατανομή οριζόντιων φορτίων και την ομοιόμορφη κατανομή κατά την ίδια διεύθυνση -Y, η τέμνουσα βάσης που αναπτύσσεται λίγο πριν την κατάρρευση είναι μεγαλύτερη για την ομοιόμορφη κατανομή από ότι για την ιδιομορφική, με τιμές ίσες με 2364.3 kN και 1989.4 kN, αντίστοιχα.

5 Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάστηκε ο σχεδιασμός ενός πενταώροφου φορέα με χρήση γραφείων, με υλικό κατασκευής τόσο από φέρον ΕΣ όσο και από ΣΚΒ, βάσει των διατάξεων των Ευρωκωδίκων 2 και 8. Πρώτα, εκτελέστηκαν οι έλεγχοι στην ΟΚΛ και στη συνέχεια στην ΟΚΑ. Προσδιορίστηκαν οι μεταβολές των κύριων σεισμικών μεγεθών για μεταβαλλόμενο ειδικό βάρος γ του ΕΣ, τα οποία συγκρίθηκαν με το κτίριο από ΣΚΒ. Τέλος, έγινε έλεγχος των προσομοιωμάτων από ΕΣ και ΣΚΒ, με την εφαρμογή της μεθόδου της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για τη διερεύνηση της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής. Από τους ελέγχους αυτούς προέκυψαν ορισμένα ενδιαφέροντα συμπεράσματα τα οποία παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω.

Αρχικά, παρατηρείται ότι η μείωση του μέτρου ελαστικότητας, το οποίο αποτελεί συνάρτηση του μοναδιαίου βάρους, οδηγεί σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Για την περίπτωση πλάκας του φορέα από ΕΣ για χρήση γραφείων, όλες οι παραμορφώσεις ήταν μικρότερες από το όριο με βάση τον έλεγχο σε ΟΚΛ. Η επιρροή των ερπυστικών παραμορφώσεων στο μέγεθος των τελικών παραμορφώσεων βρέθηκε να είναι σημαντική και σε ορισμένες περιπτώσεις περίπτωση να διπλασιάζει τις ελαστικές παραμορφώσεις για το ΕΣ. Από τον έλεγχο σε ΟΚΛ μπορεί να οριστεί για το σχεδιασμό η κατώτερη τιμή του πάχους πλάκας.

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης ευαισθησίας που πραγματοποιήθηκε για πλάκα με μεταβαλλόμενο πάχος, διαστάσεις και για διάφορα ειδικά βάρη, φαίνεται ότι για πλάκες διαστάσεων 6×6 m και για μικρά κινητά φορτία, η χρήση ΕΣ έναντι ΣΚΒ οδηγεί σε μείωση της απαίτησης των οπλισμών, π.χ. για ειδικό βάρος 15 kN/m^3 και πάχος πλάκας 14 cm, η μείωση φτάνει το 10 %, για κινητό φορτίο 2 kN/m^2 . Όμως, για μικρότερες διαστάσεις πλακών και για πάχη μεγαλύτερα από 14 cm φαίνεται να μην υπάρχει ιδιαίτερη διαφοροποίηση στην απαίτηση των οπλισμών, για μικρά ή μεγάλα κινητά φορτία. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση αυτή το μικρότερο ίδιο βάρος δεν παίζει σημαντικό ρόλο.

Στη συνέχεια, διαπιστώνεται ότι ο έλεγχος περιορισμού σχετικής μετακίνησης ορόφων και ο έλεγχος του συντελεστή ευαισθησίας θ , για την ανάπτυξη φαινομένων δευτέρας τάξεως, μπορεί να είναι κρίσιμος για το σχεδιασμό κατασκευών από ΕΣ. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι οριζόντιες παραμορφώσεις καθορίζουν τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων περισσότερο από τους ελέγχους αντοχής στην ΟΚΑ, δεδομένου ότι το δυσμενέστερο υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου, από ΕΣ, έλαβε ποσοστό οπλισμού $\rho = 1.2$ %.

Από τη σεισμική ανάλυση διαπιστώθηκε ότι, η χρήση ΕΣ, για τη συγκεκριμένη κατασκευή, οδηγεί σε μείωση της σεισμικής μάζας κατά 27 % σε σχέση με το ΣΚΒ και σε μείωση της σεισμικής τέμνουσας κατά 46.4 %, άρα προϋποθέτει ουσιαστική μείωση της σεισμικής καταπόνησης. Η ιδιοπερίοδος αυξάνεται από 0.73 sec σε 0.97 sec, το οποίο συνεπάγεται τη μείωση της επιτάχυνσης σχεδιασμού κατά 24 %.

Επίσης, ένα χαρακτηριστικό που χρήζει σημασίας είναι η σχετικά μεγαλύτερη ψαθυρότητα του ΕΣ, η οποία μπορεί να εντοπιστεί στη μικρότερη αντοχή σε συντριβή των διαγώνιων θλιπτέρων του σκυροδέματος $V_{Rd,max}$. Συγκεκριμένα, στη δοκό D2 του 5^{ου} ορόφου, χρειάστηκε για όλα τα προσομοιώματα από ΕΣ με ειδικό βάρος να κυμαίνεται από 14 έως 18 kN/m^3 να γίνει αύξηση του πάχους κορμού από 25 σε 30 cm, ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος.

Από τη μη γραμμική στατική ανάλυση προέκυψε ότι η διαθέσιμη απαιτούμενη πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων για το κτίριο από ΕΣ είναι μειωμένη κατά 15 % σε σύγκριση με το ΣΚΒ. Επιπρόσθετα, η μέγιστη πλαστική στροφή που αναπτύσσεται σε δομικό στοιχείο από ΕΣ είναι αυξημένη κατά 20 % σε σχέση με την αντίστοιχη μέγιστη

πλαστική στροφή για ΣΚΒ. Τέλος, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη, δεν υπήρξε υπέρβαση του στόχου σεισμικής ικανότητας για το σεισμό σχεδιασμού σε κανένα από τα δύο προσομοιώματα.

6 Βιβλιογραφία

1. ACI Committee 213. (1987). ACI 213R-87, Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete.
2. Ahmed, M. E. (2010). Conceptual and structural design of buildings made of lightweight concrete and infra-lightweight concrete. Berlin.
3. American Society of Civil Engineers. (2014). ASCE standard, ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Resto, Virginia: American Society of Civil Engineers.
4. Ásgeirsson, H. (1994). Hekla pumice in lightweight concrete. The Icelandic Building Research Institute.
5. Computers & Structures, Inc. (2017). CSI Analysis Reference Manual.
6. Computers and Structures, Inc. (2017). Concrete Frame Design Manual, Eurocode 2-2004 with Eurocode 8-2004.
7. EuroLightCon, Definitions and International Consensus Report, Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete. (1988).
8. EuroLightCon, LWAC Material Properties, State-of-the-Art, Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete. (1998).
9. European Committee for Standardization. (2000). EN 206-1, European Standard, Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity.
10. European Committee of Standardisation (CEN). (2002). EN 1990, Eurocode 0: Basis of structural design.
11. European Committee of Standardisation (CEN). (2002). EN 1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1, General actions - Densities, self weights, imposed loads for buildings.
12. European Committee of Standardisation (CEN). (2004). EN 1992-1-1.
13. European Committee of Standardisation (CEN). (2004). EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1, General rules, seismic actions and rules for buildings.
14. Monteiro, P. J. (1991). A Note on the Hirsch Model. Cement and Concrete Research, Vol 21.
15. ΕΟΣ ΕΜΠ. (2013). Συγκριτικός σχεδιασμός τυπικού κτιρίου από κισηρόδεμα, 716-BET-2013. Δομικό ελαφροσκυρόδεμα υψηλής επιτελεστικότητας με κίσηρη.
16. Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, ΕΜΠ. (1974-1978). Το Μικροκισηρόδεμα: Ένα Υποσχόμενο Υλικό για Φέρουσες Κατασκευές. Αθήνα.
17. Κίρτας Εμμανουήλ, Π. Γ. (2015). Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή: Εφαρμογές με το Πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων SAP2000. Σέρρες.
18. Κόλιας, Σ. (2018-2019). Προχωρημένη Τεχνολογία Σκυροδέματος, [Πανεπιστημιακές Σημειώσεις]. ΕΜΠ, ΔΠΜΣ: Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών.
19. Κωτσοβός, Μ. Δ. (2001). Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Εισαγωγή στο σχεδιασμό με βάση το θεωρητικό υπόβαθρο των κανονισμών. Αθήνα.
20. ΟΑΣΠ, Ο. Α. (2001). ΕΚΩΣ 2000, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000. Αθήνα: ΟΑΣΠ, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.

Παράρτημα Α. Διερεύνηση Σχέσης Πάχους Πλάκας με Οπλισμό

Α. 1. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΣΚΒ με μήκος πλευράς 6 m και για κινητό φορτίο 2 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 6 × 6 m από ΣΚΒ και $Q = 2 \frac{kN}{m^2}$									
Θέση	h _f (cm)	q _{d,OKA} (kN/m ²)	M _{sd} (kN·m/m)	A _{s,req} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	Φ _L / S _{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Άνοιγμα Στήριξη	14	10.4	13.35 26.32	2.9 5.3	2.0	3.4 6.0	0.302 0.544	361.03	66.02
Άνοιγμα Στήριξη	15	10.8	13.74 27.15	2.7 5.0	2.0	3.1 5.6	0.260 0.464	336.61	57.45
Άνοιγμα Στήριξη	16	11.1	14.14 27.98	2.6 4.7	2.0	3.0 5.2	0.226 0.400	318.03	50.88
Άνοιγμα Στήριξη	17	11.4	14.53 28.81	2.4 4.5	2.0	2.8 5.1	0.198 0.359	306.23	46.11
Άνοιγμα Στήριξη	18	11.8	14.93 29.63	2.3 4.3	2.0	2.6 4.9	0.175 0.325	296.44	42.16
Άνοιγμα Στήριξη	19	12.1	15.32 30.46	2.2 4.1	2.0	2.5 4.6	0.156 0.287	281.81	37.97
Άνοιγμα Στήριξη	20	12.5	15.71 31.29	2.2 3.9	2.0	2.5 4.5	0.147 0.262	279.88	35.82
Άνοιγμα Στήριξη	21	12.8	16.11 32.12	2.1 3.8	2.0	2.5 4.4	0.139 0.241	277.95	33.88
Άνοιγμα Στήριξη	22	13.1	16.50 32.95	2.0 3.7	2.0	2.5 4.2	0.132 0.219	274.79	31.98
Άνοιγμα Στήριξη	23	13.5	16.90 33.78	2.0 3.6	2.0	2.3 4.0	0.114 0.200	259.53	28.89
Άνοιγμα Στήριξη	24	13.8	17.29 34.60	1.9 3.5	2.0	2.3 3.9	0.108 0.183	257.06	27.42
Άνοιγμα Στήριξη	25	14.1	17.69 35.43	1.9 3.4	2.0	2.3 3.9	0.103 0.175	257.06	26.32
Άνοιγμα Στήριξη	26	14.5	18.08 36.26	1.8 3.3	2.0	2.3 3.9	0.099 0.167	257.06	25.31
Άνοιγμα Στήριξη	27	14.8	18.48 37.09	1.8 3.3	2.0	2.3 3.6	0.095 0.149	253.36	24.02
Άνοιγμα Στήριξη	28	15.2	18.87 37.92	1.7 3.2	2.0	2.3 3.6	0.091 0.143	253.36	23.16

Α. 2. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με μήκος πλευράς 6 m, ειδικό βάρος 15 kN/ m³ και για κινητό φορτίο 2 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 6 × 6 m από ΕΣ με $\gamma = 15 \frac{kN}{m^3}$ και $Q = 2 \frac{kN}{m^2}$

Θέση	h _r (cm)	q _{d,OKA} (kN/m ²)	M _{sd} (kN·m/m)	A _{s,req} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	Φ _L / S _{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Ανοίγμα	14	8.5	11.14	2.5	2.0	2.8	0.263	310.1	56.7
Στήριξη			21.68	4.6		5.2	0.494		
Ανοίγμα	15	8.7	11.38	2.3	2.0	2.6	0.228	296.4	50.6
Στήριξη			22.18	4.3		4.7	0.408		
Ανοίγμα	16	8.9	11.61	2.2	2.0	2.5	0.199	279.1	44.7
Στήριξη			22.67	4.0		4.4	0.350		
Ανοίγμα	17	9.1	11.85	2.1	2.0	2.3	0.168	263.7	39.7
Στήριξη			23.17	3.7		4.2	0.308		
Ανοίγμα	18	9.3	12.09	2.0	2.0	2.3	0.156	260.0	37.0
Στήριξη			23.67	3.5		3.9	0.269		
Ανοίγμα	19	9.5	12.32	1.9	2.0	2.3	0.146	257.5	34.7
Στήριξη			24.17	3.3		3.7	0.239		
Ανοίγμα	20	9.8	12.56	1.8	2.0	2.3	0.138	255.0	32.6
Στήριξη			24.66	3.2		3.6	0.216		
Ανοίγμα	21	10.0	12.80	1.7	2.0	2.3	0.130	253.8	30.9
Στήριξη			25.16	3.1		3.5	0.197		
Ανοίγμα	22	10.2	13.03	1.6	2.0	2.3	0.123	250.1	29.1
Στήριξη			25.66	2.9		3.2	0.174		
Ανοίγμα	23	10.4	13.27	1.6	2.0	2.3	0.117	248.9	27.7
Στήριξη			26.15	2.8		3.1	0.160		
Ανοίγμα	24	10.6	13.51	1.5	2.0	2.3	0.111	247.6	26.4
Στήριξη			26.65	2.7		3.0	0.148		
Ανοίγμα	25	10.8	13.74	1.5	2.0	2.3	0.106	246.4	25.2
Στήριξη			27.15	2.7		3.0	0.137		
Ανοίγμα	26	11.0	13.98	1.4	2.0	2.3	0.101	246.4	24.3
Στήριξη			27.65	2.6		3.0	0.131		
Ανοίγμα	27	11.2	14.22	1.4	2.0	2.3	0.097	243.9	23.1
Στήριξη			28.14	2.5		2.8	0.118		
Ανοίγμα	28	11.4	14.45	1.4	2.0	2.3	0.093	242.7	22.2
Στήριξη			28.64	2.5		2.7	0.110		

Α. 3. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με μήκος πλευράς 6 m, ειδικό βάρος 17 kN/ m³ και για κινητό φορτίο 2 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 6 × 6 m από ΕΣ με $\gamma = 17 \frac{kN}{m^3}$ και $Q = 2 \frac{kN}{m^2}$

Θέση	h _f (cm)	q _{d,OKL} (kN/m ²)	M _{sd} (kN·m/m)	A _{s,req} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	Φ _L / S _{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Άνοιγμα	14	8.9	11.58	2.6	2.0	3.0	0.279	323.3	59.1
Στήριξη			22.61	4.8		5.4	0.511		
Άνοιγμα	15	9.1	11.85	2.4	2.0	2.8	0.241	309.5	52.8
Στήριξη			23.17	4.5		5.2	0.451		
Άνοιγμα	16	9.4	12.12	2.3	2.0	2.6	0.210	293.8	47.0
Στήριξη			23.73	4.2		4.6	0.367		
Άνοιγμα	17	9.6	12.39	2.2	2.0	2.5	0.180	276.2	41.6
Στήριξη			24.30	3.9		4.4	0.321		
Άνοιγμα	18	9.8	12.65	2.0	2.0	2.3	0.156	263.1	37.4
Στήριξη			24.86	3.7		4.2	0.287		
Άνοιγμα	19	10.1	12.92	2.0	2.0	2.3	0.146	260.6	35.1
Στήριξη			25.42	3.5		4.0	0.258		
Άνοιγμα	20	10.3	13.19	1.9	2.0	2.3	0.138	258.2	33.0
Στήριξη			25.99	3.4		3.9	0.233		
Άνοιγμα	21	10.5	13.46	1.8	2.0	2.3	0.130	254.5	31.0
Στήριξη			26.55	3.2		3.6	0.204		
Άνοιγμα	22	10.7	13.73	1.7	2.0	2.3	0.123	252.0	29.3
Στήριξη			27.11	3.1		3.4	0.185		
Άνοιγμα	23	11.0	13.99	1.7	2.0	2.3	0.117	250.8	27.9
Στήριξη			27.68	3.0		3.4	0.171		
Άνοιγμα	24	11.2	14.26	1.6	2.0	2.3	0.111	250.8	26.7
Στήριξη			28.24	2.9		3.4	0.163		
Άνοιγμα	25	11.4	14.53	1.6	2.0	2.3	0.106	248.3	25.4
Στήριξη			28.81	2.8		3.1	0.145		
Άνοιγμα	26	11.7	14.80	1.5	2.0	2.3	0.101	247.1	24.3
Στήριξη			29.37	2.8		3.0	0.135		
Άνοιγμα	27	11.9	15.07	1.5	2.0	2.3	0.097	245.8	23.3
Στήριξη			29.93	2.7		3.0	0.125		
Άνοιγμα	28	12.1	15.34	1.5	2.0	2.3	0.093	245.8	22.5
Στήριξη			30.50	2.6		3.0	0.120		

A. 4. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΣΚΒ με μήκος πλευράς 5 m και για κινητό φορτίο 5 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 5 × 5 m από ΣΚΒ και $Q = 5 \frac{kN}{m^2}$									
Θέση	h_f (cm)	$q_{d,OKA}$ (kN/m ²)	$ M_{sd} $ (kN·m/m)	$A_{s,req}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Φ_L / S_{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Ανοίγμα	12	14.3	13.59	3.7	2.1	4.1	0.454	316.15	95.58
Στήριξη			25.56	6.6		7.3	0.807		
Ανοίγμα	13	14.6	13.86	3.3	2.0	3.9	0.383	278.82	77.81
Στήριξη			26.13	5.9		6.5	0.648		
Ανοίγμα	14	14.9	14.13	3.1	2.0	3.6	0.323	263.22	68.21
Στήριξη			26.71	5.4		6.0	0.544		
Ανοίγμα	15	15.3	14.41	2.8	2.0	3.1	0.260	238.57	57.70
Στήριξη			27.28	5.0		5.6	0.464		
Ανοίγμα	16	15.6	14.68	2.7	2.0	3.0	0.226	228.74	51.87
Στήριξη			27.86	4.7		5.2	0.400		
Ανοίγμα	17	15.9	14.95	2.5	2.0	2.8	0.198	217.20	46.35
Στήριξη			28.43	4.4		4.9	0.348		
Ανοίγμα	18	16.3	15.23	2.4	2.0	2.6	0.175	209.81	42.29
Στήριξη			29.01	4.2		4.6	0.306		
Ανοίγμα	19	16.6	15.50	2.3	2.0	2.5	0.156	199.98	38.19
Στήριξη			29.58	4.0		4.4	0.271		
Ανοίγμα	20	17.0	15.78	2.2	2.0	2.4	0.140	193.86	35.17
Στήριξη			30.16	3.8		4.2	0.245		
Ανοίγμα	21	17.3	16.05	2.1	2.0	2.3	0.130	183.49	31.70
Στήριξη			30.73	3.6		4.1	0.224		
Ανοίγμα	22	17.6	16.32	2.0	2.0	2.3	0.120	180.00	29.69
Στήριξη			31.31	3.5		3.9	0.202		
Ανοίγμα	23	18.0	16.60	1.9	2.0	2.3	0.114	177.93	28.07
Στήριξη			31.89	3.4		3.8	0.187		
Ανοίγμα	24	18.3	16.87	1.9	2.0	2.3	0.108	177.93	26.90
Στήριξη			32.46	3.3		3.8	0.178		
Ανοίγμα	25	18.6	17.15	1.8	2.0	2.3	0.103	176.90	25.67
Στήριξη			33.04	3.2		3.6	0.162		
Ανοίγμα	26	19.0	17.42	1.8	2.0	2.3	0.099	175.86	24.54
Στήριξη			33.61	3.1		3.5	0.151		

Α. 5. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με μήκος πλευράς 5 m, ειδικό βάρος 15 kN/m³ και κινητό φορτίο 5 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 5 × 5 m από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $Q = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Θέση	h_f (cm)	$q_{d,OKL}$ (kN/m ²)	$ M_{sd} $ (kN·m/m)	$A_{s,req}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Φ_L / S_{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Άνοιγμα	12	12.6	12.27	3.6	2.1	4.2	0.487	308.0	93.1
Στήριξη			22.79	6.4		7.1	0.822		
Άνοιγμα	13	12.8	12.43	3.2	2.0	3.6	0.374	267.0	74.5
Στήριξη			23.14	5.6		6.3	0.660		
Άνοιγμα	14	13.0	12.60	2.9	2.0	3.4	0.316	252.0	65.3
Στήριξη			23.49	5.0		5.6	0.529		
Άνοιγμα	15	13.2	12.76	2.6	2.0	3.0	0.255	228.9	55.4
Στήριξη			23.83	4.6		5.1	0.440		
Άνοιγμα	16	13.4	12.93	2.5	2.0	2.8	0.222	218.9	49.6
Στήριξη			24.18	4.2		4.9	0.390		
Άνοιγμα	17	13.6	13.09	2.3	2.0	2.6	0.191	205.7	43.9
Στήριξη			24.52	4.0		4.4	0.321		
Άνοιγμα	18	13.8	13.26	2.1	2.0	2.4	0.164	195.4	39.4
Στήριξη			24.87	3.7		4.2	0.287		
Άνοιγμα	19	14.0	13.42	2.0	2.0	2.3	0.146	181.4	34.6
Στήριξη			25.21	3.5		3.9	0.248		
Άνοιγμα	20	14.3	13.59	1.9	2.0	2.3	0.138	179.3	32.5
Στήριξη			25.56	3.3		3.8	0.226		
Άνοιγμα	21	14.5	13.75	1.8	2.0	2.3	0.130	178.3	30.8
Στήριξη			25.90	3.2		3.6	0.204		
Άνοιγμα	22	14.7	13.91	1.8	2.0	2.3	0.123	176.2	29.1
Στήριξη			26.25	3.0		3.4	0.180		
Άνοιγμα	23	14.9	14.08	1.7	2.0	2.3	0.117	175.2	27.6
Στήριξη			26.59	2.9		3.3	0.167		
Άνοιγμα	24	15.1	14.24	1.6	2.0	2.3	0.111	174.1	26.3
Στήριξη			26.94	2.8		3.1	0.153		
Άνοιγμα	25	15.3	14.41	1.6	2.0	2.3	0.106	172.0	25.0
Στήριξη			27.28	2.7		3.0	0.137		
Άνοιγμα	26	15.5	14.57	1.5	2.0	2.3	0.101	171.0	23.9
Στήριξη			27.63	2.6		2.9	0.128		

Α. 6. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με μήκος πλευράς 5 m, ειδικό βάρος 17 kN/m³ και κινητό φορτίο 5 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 5 × 5 m από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ και $Q = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Θέση	h_f (cm)	$q_{d,OKA}$ (kN/m ²)	$ M_{sd} $ (kN·m/m)	$A_{s,req}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Φ_L / S_{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Ανοίγμα	12	13.0	12.53	3.6	2.1	4.1	0.481	318.2	96.2
Στήριξη			23.35	6.6		7.3	0.854		
Ανοίγμα	13	13.2	12.72	3.3	2.0	3.6	0.374	266.2	74.3
Στήριξη			23.74	5.8		6.3	0.660		
Ανοίγμα	14	13.4	12.91	3.0	2.0	3.4	0.316	253.0	65.6
Στήριξη			24.13	5.2		5.9	0.553		
Ανοίγμα	15	13.6	13.09	2.7	2.0	3.1	0.271	236.6	57.2
Στήριξη			24.52	4.7		5.2	0.451		
Ανοίγμα	16	13.9	13.28	2.5	2.0	2.8	0.222	218.3	49.5
Στήριξη			24.91	4.4		4.9	0.390		
Ανοίγμα	17	14.1	13.46	2.4	2.0	2.6	0.191	208.4	44.5
Στήριξη			25.30	4.1		4.6	0.340		
Ανοίγμα	18	14.3	13.65	2.2	2.0	2.5	0.169	196.1	39.5
Στήριξη			25.69	3.8		4.3	0.292		
Ανοίγμα	19	14.6	13.84	2.1	2.0	2.3	0.151	184.4	35.2
Στήριξη			26.09	3.6		4.1	0.260		
Ανοίγμα	20	14.8	14.02	2.0	2.0	2.3	0.138	180.9	32.8
Στήριξη			26.48	3.4		3.9	0.233		
Ανοίγμα	21	15.0	14.21	1.9	2.0	2.3	0.130	178.8	30.9
Στήριξη			26.87	3.3		3.8	0.213		
Ανοίγμα	22	15.2	14.40	1.8	2.0	2.3	0.123	176.8	29.2
Στήριξη			27.26	3.1		3.5	0.188		
Ανοίγμα	23	15.5	14.58	1.7	2.0	2.3	0.117	175.7	27.7
Στήριξη			27.65	3.0		3.4	0.171		
Ανοίγμα	24	15.7	14.77	1.7	2.0	2.3	0.111	174.7	26.4
Στήριξη			28.04	2.9		3.3	0.158		
Ανοίγμα	25	15.9	14.95	1.6	2.0	2.3	0.106	173.7	25.2
Στήριξη			28.43	2.8		3.1	0.145		
Ανοίγμα	26	16.2	15.14	1.6	2.0	2.3	0.101	172.6	24.1
Στήριξη			28.82	2.7		3.1	0.136		

Α. 7. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΣΚΒ με μήκος πλευράς 4 m και για κινητό φορτίο 7.5 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 4 × 4 m από ΣΚΒ και $Q = 7.5 \frac{kN}{m^2}$

Θέση	h _f (cm)	q _{d,OKL} (kN/m ²)	M _{sd} (kN·m/m)	A _{s,req} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	Φ _L / S _{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Άνοιγμα Στήριξη	10	17.3	10.94 20.12	3.96 7.13	3.93	4.36 8.08	0.623 1.154	233.79	129.43
Άνοιγμα Στήριξη	11	17.7	11.11 20.48	3.44 6.04	3.57	4.13 6.65	0.517 0.832	216.37	108.90
Άνοιγμα Στήριξη	12	18.0	11.29 20.85	3.05 5.31	3.27	3.74 6.04	0.416 0.671	202.52	93.43
Άνοιγμα Στήριξη	13	18.3	11.46 21.22	2.76 4.76	3.14	3.51 5.61	0.351 0.561	189.16	80.56
Άνοιγμα Στήριξη	14	18.7	11.64 21.59	2.53 4.34	3.14	3.51 5.24	0.319 0.476	185.23	73.25
Άνοιγμα Στήριξη	15	19.0	11.81 21.96	2.34 4.01	3.14	3.51 4.62	0.292 0.385	181.30	66.91
Άνοιγμα Στήριξη	16	19.4	11.99 22.32	2.18 3.73	3.14	3.51 4.13	0.270 0.318	178.68	61.83
Άνοιγμα Στήριξη	17	19.7	12.17 22.69	2.05 3.50	3.14	3.51 3.93	0.250 0.280	177.37	57.76
Άνοιγμα Στήριξη	18	20.0	12.34 23.06	1.93 3.30	3.14	3.51 3.74	0.234 0.249	176.06	54.15
Άνοιγμα Στήριξη	19	20.4	12.52 23.43	1.83 3.13	3.14	3.51 3.51	0.219 0.219	174.75	50.92
Άνοιγμα Στήριξη	20	20.7	12.69 23.80	1.75 2.98	3.14	3.51 3.51	0.206 0.206	174.75	48.37
Άνοιγμα Στήριξη	21	21.0	12.87 24.17	1.67 2.85	3.14	3.51 3.51	0.195 0.195	174.75	46.07
Άνοιγμα Στήριξη	22	21.4	13.04 24.53	1.60 2.74	3.14	3.51 3.51	0.185 0.185	174.75	43.98
Άνοιγμα Στήριξη	23	21.7	13.22 24.90	1.54 2.63	3.14	3.51 3.51	0.175 0.175	174.75	42.06
Άνοιγμα Στήριξη	24	22.1	13.39 25.27	1.48 2.54	3.14	3.51 3.51	0.167 0.167	174.75	40.31

Α. 8. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με μήκος πλευράς 4 m, ειδικό βάρος 15 kN/m³ και για κινητό φορτίο 7.5 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 4 × 4 m από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και $Q = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Θέση	h _r (cm)	q _{d,OKA} (kN/m ²)	M _{sdl} (kN·m/m)	A _{s,req} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	Φ _L / S _{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Ανοίγμα Στήριξη	10	15.98	10.24	4.12	3.93	4.62	0.711	279.63	154.81
			18.64	7.96		9.12	1.403		
Ανοίγμα Στήριξη	11	16.18	10.34	3.48	3.57	4.13	0.551	240.07	120.83
			18.86	5.98		6.65	0.887		
Ανοίγμα Στήριξη	12	16.38	10.45	3.03	3.27	3.74	0.440	202.27	93.32
			19.08	4.88		5.61	0.660		
Ανοίγμα Στήριξη	13	16.58	10.55	2.70	3.14	3.51	0.369	185.99	79.21
			19.31	4.24		4.79	0.504		
Ανοίγμα Στήριξη	14	16.79	10.66	2.44	3.14	3.51	0.334	183.37	72.51
			19.53	4.17		4.62	0.440		
Ανοίγμα Στήριξη	15	16.99	10.76	2.24	3.14	3.51	0.305	182.06	67.20
			19.75	3.79		4.36	0.379		
Ανοίγμα Στήριξη	16	17.19	10.87	2.07	3.14	3.51	0.280	179.44	62.09
			19.97	3.49		4.05	0.324		
Ανοίγμα Στήριξη	17	17.39	10.97	1.92	3.14	3.51	0.260	176.82	57.58
			20.19	3.25		3.57	0.264		
Ανοίγμα Στήριξη	18	17.60	11.08	1.80	3.14	3.51	0.242	176.82	54.38
			20.41	3.04		3.51	0.242		
Ανοίγμα Στήριξη	19	17.80	11.18	1.70	3.14	3.51	0.226	176.82	51.52
			20.63	2.86		3.51	0.226		
Ανοίγμα Στήριξη	20	18.00	11.29	1.60	3.14	3.51	0.212	176.82	48.95
			20.85	2.70		3.51	0.212		
Ανοίγμα Στήριξη	21	18.20	11.39	1.52	3.14	3.51	0.200	176.82	46.62
			21.07	2.56		3.51	0.200		
Ανοίγμα Στήριξη	22	18.41	11.50	1.45	3.14	3.51	0.190	176.82	44.50
			21.29	2.44		3.51	0.190		
Ανοίγμα Στήριξη	23	18.61	11.60	1.39	3.14	3.51	0.180	176.82	42.56
			21.51	2.34		3.51	0.180		
Ανοίγμα Στήριξη	24	18.81	11.71	1.33	3.14	3.51	0.171	176.82	40.79
			21.74	2.24		3.51	0.171		

Α. 9. Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με μήκος πλευράς 4 m, ειδικό βάρος 17 kN/m³ και για κινητό φορτίο 7.5 kN/m².

Πλάκα διαστάσεων 4 × 4 m από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ και $Q = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Θέση	h _f (cm)	q _{d,OKL} (kN/m ²)	M _{sd} (kN·m/m)	A _{s,req} (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	Φ _L / S _{max} (cm ² /m)	ρ (%)	Οπλισμός Πλάκας (kg)	Οπλισμός Πλάκας (kg/m ³)
Άνοιγμα	10	16.25	10.38	4.19	3.93	4.62	0.711	265.31	146.88
Στήριξη			18.94	8.07		9.12	1.403		
Άνοιγμα	11	16.47	10.50	3.54	3.57	4.13	0.551	230.87	116.20
Στήριξη			19.19	6.10		6.90	0.919		
Άνοιγμα	12	16.70	10.62	3.09	3.27	3.74	0.440	201.48	92.95
Στήριξη			19.44	5.03		5.61	0.660		
Άνοιγμα	13	16.93	10.73	2.75	3.14	3.51	0.369	185.30	78.91
Στήριξη			19.69	4.41		4.91	0.517		
Άνοιγμα	14	17.16	10.85	2.49	3.14	3.51	0.334	183.99	72.76
Στήριξη			19.94	4.26		4.79	0.456		
Άνοιγμα	15	17.39	10.97	2.28	3.14	3.51	0.305	181.37	66.94
Στήριξη			20.19	3.89		4.36	0.379		
Άνοιγμα	16	17.62	11.09	2.11	3.14	3.51	0.280	180.06	62.30
Στήριξη			20.44	3.58		4.13	0.331		
Άνοιγμα	17	17.85	11.21	1.96	3.14	3.51	0.260	177.44	57.79
Στήριξη			20.69	3.33		3.74	0.277		
Άνοιγμα	18	18.08	11.33	1.84	3.14	3.51	0.242	176.13	54.17
Στήριξη			20.94	3.12		3.51	0.242		
Άνοιγμα	19	18.31	11.45	1.74	3.14	3.51	0.226	176.13	51.32
Στήριξη			21.19	2.94		3.51	0.226		
Άνοιγμα	20	18.54	11.57	1.64	3.14	3.51	0.212	176.13	48.76
Στήριξη			21.44	2.78		3.51	0.212		
Άνοιγμα	21	18.77	11.69	1.56	3.14	3.51	0.200	176.13	46.43
Στήριξη			21.69	2.64		3.51	0.200		
Άνοιγμα	22	19.00	11.81	1.49	3.14	3.51	0.190	176.13	44.32
Στήριξη			21.94	2.52		3.51	0.190		
Άνοιγμα	23	19.23	11.93	1.43	3.14	3.51	0.180	176.13	42.40
Στήριξη			22.19	2.41		3.51	0.180		
Άνοιγμα	24	19.46	12.05	1.37	3.14	3.51	0.171	176.13	40.63
Στήριξη			22.44	2.32		3.51	0.171		

Στο συγκεντρωτικό πίνακα που ακολουθεί παρατίθενται τα μεγέθη που υπολογίστηκαν για τον προσδιορισμό του συνολικού βάρους οπλισμού της πλάκας. Τα αποτελέσματα αφορούν πλάκα διαστάσεων 6×6 m με πάχος πλάκας 16 cm, και κινητό φορτίο 2 kN/m², βλ. Α. 11.

Α. 10. Υπολογισμός συνολικού βάρους οπλισμού πλάκας με $h_f = 16$ cm και $L_{πλάκας} = 6$ m.

Θέση	N_0	L (m)	L_{tot} (m)	Φ_L (mm)	Βάρος Οπλισμο ύ (kg/m)	Συνολικό Βάρος Οπλισμού (kg)	Συνολικό Βάρος Οπλισμού (kg/m ³)
Άνοιγμα, Κ.Π., x	21	6,26	131,44	Φ8	0,395	51,86	8,3
Άνοιγμα, Κ.Π., y	21	6,26	131,44	Φ8	0,395	51,86	8,3
Στήριξη / Έδραση, Κ.Π., x	7	6,26	43,81	Φ8	0,395	17,29	2,77
Στήριξη / Έδραση, Κ.Π., y	7	6,26	43,81	Φ8	0,395	17,29	2,77
Στήριξη, Κ.Δ., x	39	1,56	60,94	Φ10	0,617	37,57	6,01
Στήριξη, Κ.Δ., y	39	1,56	60,94	Φ10	0,617	37,57	6,01
Στήριξη, Δ.Δ., x	2	6,0	12,0	Φ8	0,395	4,73	0,76
Στήριξη, Δ.Δ., y	2	6,0	12,0	Φ8	0,395	4,73	0,76
Έδραση, Κ.Δ., x	15	1,56	23,44	Φ8	0,395	9,25	1,48
Έδραση, Κ.Δ., y	15	1,56	23,44	Φ8	0,395	9,25	1,48
Έδραση, Δ.Δ., x	2	6,0	12,0	Φ8	0,395	4,73	0,76
Έδραση, Δ.Δ., y	2	6,0	12,0	Φ8	0,395	4,73	0,76
Ο.Σ., Ε-Ε, Α.Π.,x	11	1,85	20,35	Φ8	0,395	8,03	1,28
Ο.Σ., Ε-Ε, Α.Π.,y	11	1,85	20,35	Φ8	0,395	8,03	1,28
Ο.Σ., Ε-Ε, Κ.Π.,x	11	1,85	20,35	Φ8	0,395	8,03	1,28
Ο.Σ., Ε-Ε, Κ.Π.,y	11	1,85	20,35	Φ8	0,395	8,03	1,28
Ο.Σ., Ε-Π, Α.Π.,x	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7
Ο.Σ., Ε-Π, Α.Π.,y	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7
Ο.Σ., Ε-Π, Κ.Π.,x	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7
Ο.Σ., Ε-Π, Κ.Π., y	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7
Ο.Σ., Ε-Π, Α.Π.,x	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7
Ο.Σ., Ε-Π, Α.Π.,y	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7
Ο.Σ., Ε-Π, Κ.Π.,x	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7
Ο.Σ., Ε-Π, Κ.Π., y	6	1,85	11,1	Φ8	0,395	4,38	0,7

όπου,

- Α.Π. ή Κ.Π., αντιστοιχούν σε άνω ή κάτω πέλμα
- Κ.Δ. ή Δ.Δ., αντιστοιχούν σε κύρια ή δευτερεύουσα διεύθυνση
- Ο.Σ., αντιστοιχεί σε οπλισμό συστροφής

- Ε.Ε. ή Ε.Π., αντιστοιχεί σε γωνία της πλάκας που συντρέχουν δύο ελεύθερα στρεπτές στηρίξεις ή μία ελεύθερα στρεπτή στήριξη με πάκτωση

Α. 11. Τελικά αποτελέσματα συνολικού βάρους οπλισμού πλάκας με μήκος πλευράς 6 m και πάχος 16 cm.

Συνολικό Βάρος Οπλισμού		
<i>h_f</i> <i>(cm)</i>	<i>Συνολικό Βάρος</i> <i>Οπλισμών</i> <i>(kg)</i>	<i>Συνολικό Βάρος</i> <i>Οπλισμών</i> <i>(kg/m³)</i>
16	318,03	50,88

Παράρτημα Β. Υπολογισμός Ροπών Αντοχής με Μεγέθη Ορθής Έντασης

Αρχικά, λαμβάνονται οι περιορισμοί για τον αποκλεισμό των μη πραγματικών λύσεων. Οι περιορισμοί εμφανίζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Β. 1. Εισαγωγή περιορισμών για επίλυση με επιλυτή του MS-Excel.

Όρια παραμορφώσεων
$\varepsilon_{yd} = 2,17 ‰ < \varepsilon_{s1} < \varepsilon_{ud} = 67,5 ‰$
$\varepsilon_{lc} < \varepsilon_{lcu2} = \left(0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200}\right) 3,5 ‰$
$F_{s1} = N_d + F_{s,2} + F_c$

Ο υπολογισμός της ροπής αντοχής διατομής από μεγέθη ορθής έντασης βασίζεται στις παρακάτω σχέσεις.

Για $\varepsilon_{lc} < 2 ‰$,

$$\alpha = \varepsilon_{lc} \cdot \frac{(6 - \varepsilon_{lc})}{12}, \quad (\text{B.1})$$

$$\zeta' = \frac{8 - \varepsilon_{lc}}{4 \cdot (6 - \varepsilon_{lc})}, \quad (\text{B.2})$$

Για $\varepsilon_{lc} > 2 ‰$,

$$\alpha = \frac{3 \cdot \varepsilon_{lc} - 2}{3 \cdot \varepsilon_{lc}}, \quad (\text{B.3})$$

$$\zeta' = \frac{\varepsilon_{lc} \cdot (3 \cdot \varepsilon_{lc} - 4) + 2}{2 \cdot \varepsilon_{lc} \cdot (3 \cdot \varepsilon_{lc} - 2)}, \quad (\text{B.4})$$

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι υπόλοιπες σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν κατά την επίλυση.

$$\xi = \frac{\varepsilon_{lcu2}}{\varepsilon_{lcu2} + \varepsilon_{s1}}, \quad (\text{B.5})$$

$$x = \xi \cdot d, \quad (\text{B.6})$$

$$\sigma_c = a \cdot 0,85 \cdot f_{cd}, \quad (\text{B.7})$$

$$F_c = \sigma_c \cdot x \cdot b, \quad (\text{B.8})$$

$$a = \zeta' \cdot x, \quad (\text{B.9})$$

$$z = d - a, \quad (\text{B.10})$$

$$M_c = F_c \cdot z, \quad (\text{B.11})$$

Για $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd}$,

$$\sigma_{s,i} = \varepsilon_{s,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}}, \quad (\text{B.12})$$

Για $\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd}$,

$$\sigma_{s,i} = f_{yd}, \quad (\text{B.13})$$

Η εφελκυστική δύναμη του χάλυβα οπλισμού υπολογίζεται μέσω της σχέσης,

$$F_{s,i} = A_{s,i} \cdot \sigma_{s,i}, \quad (\text{B.14})$$

Η ροπή αντοχής προκύπτει από την παρακάτω σχέση,

$$M_{rd} - N_d = M_c + F_{s,2} \cdot (d - d'). \quad (\text{B.14})$$

Μετά τον υπολογισμό της ροπής αντοχής διατομής M_{rd} ελέγχεται η επαλήθευση των ακόλουθων σχέσεων,

- $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{lcu2} \cdot \frac{d-x}{x}$
- $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{lcu2} \cdot \frac{x-d_2}{x}$.