



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

**Μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς πλαισίου από οπλισμένο
ελαφροσκυρόδεμα σχεδιασμένου κατά Ευρωκώδικα 2 και 8**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μάνος Κ. Γεώργιος

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

Ζέρης Α. Χρήστος

Αναπλ. Καθηγητής

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
Αθήνα, Νοέμβριος 2014



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

**Μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς πλαισίου από οπλισμένο
ελαφροσκυρόδεμα σχεδιασμένου κατά Ευρωκώδικα 2 και 8**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μάνος Κ. Γεώργιος

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

Ζέρης Α. Χρήστος
Αναπλ. Καθηγητής

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 5^η Νοεμβρίου 2014

Ζέρης Χρήστος
Αναπλ. Καθηγητής

Τρέζος Κωνσταντίνος
Αναπλ. Καθηγητής

Βουγιούκας Εμμανουήλ
Λέκτορας

(Υπογραφή)

(Υπογραφή)

(Υπογραφή)



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

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν το συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Μάνος Κ. Γεώργιος
Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

Περίληψη

Η χρήση οπλισμένου ελαφροσκυροδέματος σε κατασκευές αποκτά ιδιαίτερο ενδιαφέρον λόγω του μικρότερου ιδίου βάρους του που συνεπάγεται σημαντικά μικρότερα αδρανειακά φορτία και φορτία βαρύτητας. Από την άλλη μεριά, το ελαφροσκυρόδεμα παρουσιάζει μικρότερο μέτρο ελαστικότητάς σε σύγκριση με το συνήθους πυκνότητας σκυρόδεμα, με συνέπεια την αύξηση των οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων του φορέα υπό παρόμοια φορτία σχεδιασμού. Επίσης, η σχετικά μεγαλύτερη ψαθυρότητά (όταν είναι απερίσφιγκτο) του μπορεί να απαιτήσει την αναθεώρηση των τιμών σχεδιασμού των σεισμικών μεγεθών (ροπής και τέμνουσας) και της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής μέλους.

Ο βασικός στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να μελετηθεί η αντισεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής από ελαφροσκυρόδεμα, διερευνώντας την επιρροή των ιδιαίτερων χαρακτηριστικών του ελαφροσκυροδέματος στο σχεδιασμό. Για το λόγο αυτό σχεδιάζεται μια τυπική πεντάωροφη κατασκευή από ελαφροσκυρόδεμα, ελέγχοντάς την τόσο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας όσο και στην οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8. Παράλληλα, η ίδια κατασκευή σχεδιάζεται και για συνήθους πυκνότητας σκυρόδεμα και γίνεται σύγκριση μεταξύ τους όσον αφορά τα βασικότερά τους χαρακτηριστικά.

Δίνεται έμφαση στις παραμορφώσεις που αναπτύσσονται, τόσο λόγω φορτίων βαρύτητας, συνεκτιμώντας τις χρονικά μεταβαλλόμενες παραμορφώσεις και τη ρηγμάτωση των μελών, όσο και λόγω οριζοντίων σεισμικών φορτίων, δηλαδή τη σχετική μετακίνηση ορόφων (drift). Επιπλέον, δίνεται έμφαση στα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, την μετελαστική της συμπεριφορά και την κατανομή και την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων, εφαρμόζοντας ανελαστική στατική σεισμική ανάλυση.

Abstract

The usage of lightweight structural concrete in buildings is of significant interest because of its lower self-weight, implying significantly lower gravity and inertial loads under earthquake response. On the other hand, lightweight concrete exhibits a lower modulus of elasticity compared with normal density concrete, resulting to larger vertical and horizontal displacements under similar design loads. Also, its relatively

higher brittleness (when unconfined), may require that seismic design loads (moment and shear) as well as the available element plastic rotation, specified in normal weight concrete design, be reconsidered.

The primary objective of this thesis is the evaluation of the seismic performance of a lightweight concrete structure, considering the influence of the special characteristics of lightweight concrete under vertical load and earthquake analysis. For this purpose, a typical five story residential building, made of lightweight concrete, is designed for the serviceability and ultimate limit states according to Eurocodes 2 and 8. Also, the same building is designed using normal density concrete for comparison.

The comparative designs include (further to the economics and geometric changes associated with the two materials): i) the time varying deformations caused by the vertical loads, considering creep and cracking effects, as well as those which are caused by the seismic lateral loads and ii) the change in the dynamic characteristics of the structure, the post-elastic behavior and the distribution and the state of plastic hinges under inelastic pushover analysis, due to the differences in the concrete characteristics.

Λέξεις Κλειδιά

Ελαφροσκυρόδεμα, ερπυσμός, παραμορφώσεις, ρηγμάτωση, ανελαστική στατική σεισμική ανάλυση, πλαστικές αρθρώσεις

Keywords

Lightweight concrete, creep, deformations, crack, pushover analysis, plastic hinges

Ευχαριστίες

Η παράγραφος αυτή αν και γράφεται τελευταία και με τον λιγότερο κόπο, είναι η πιο σημαντική, καθώς χωρίς τη συμβολή των αναφερομένων η εργασία αυτή δεν θα μπορούσε να πραγματοποιηθεί.

Κατ' αρχάς, ευχαριστώ των επιβλέποντα της εργασίας, κ. Χρήστο Ζέρη για την καθοδήγηση, τις επισημάνσεις και την πλήρη τεκμηρίωση που μου προσέφερε. Ο

τρόπος εργασίας του, το υψηλό επίπεδο των γνώσεών του και η θέληση του να τις μεταδώσει αποτελούν πηγή έμπνευσης και είναι άξια θαυμασμού.

Ευχαριστώ τους γονείς μου, Ευτυχία και Κώστα και την αδελφή μου Αλεξάνδρα που στάθηκαν πάντα στο πλευρό μου και με στήριξαν σε κάθε μου βήμα.

Ευχαριστώ τη Μαρία Ζεπάτου, που με ανέχτηκε κατά τη συγγραφή της εργασίας αυτής.

Κλείνοντας τη προπτυχιακή διαδρομή μου στο ΕΜΠ, θέλω να ευχαριστήσω τους συντρόφους από το σχήμα του Εγκέλαδου και τους φίλους με τους οποίους δημιουργήσαμε το φόρουμ www.mqn.gr. Μέσω των δύο αυτών συλλογικοτήτων διδάχθηκα την αξία της αλληλεγγύης και την σημασία της συλλογικής δράσης.

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη	5
Abstract	5
Λέξεις Κλειδιά	6
Keywords	6
Ευχαριστίες	6
Πίνακας Περιεχομένων	9
Κατάλογος Σχημάτων	13
Κατάλογος Πινάκων	16
1 Στόχοι της Παρούσας Εργασίας και Μεθοδολογία	21
2 Το Ελαφροσκυρόδεμα: Βιβλιογραφική και Θεωρητική Διερεύνηση.....	23
2.1 Ιστορικά Στοιχεία	23
2.2 Το Δομικό Ελαφροσκυρόδεμα στην Ελλάδα	26
2.3 Το Ελαφροσκυρόδεμα.....	27
2.3.1 Ορισμός.....	27
2.3.2 Δομή Ελαφροσκυροδέματος.....	27
2.4 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος	32
2.4.1 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος με Βάση τον Τρόπο Λειτουργίας ..	32
2.4.2 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος με Βάση το Ελαφροαδρανές	33
2.4.3 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος με βάση τα είδη των κενών του ελαφροαδρανούς.....	34
2.5 Τεχνολογικά Χαρακτηριστικά Ελαφροσκυροδέματος και Σύγκριση του με το Συνήθους Πυκνότητας Σκυρόδεμα	34
2.5.1 Ελαφροαδρανή και Συνήθη Αδρανή.....	35
2.5.2 Χαρακτηριστική Αντοχή.....	36

2.5.3	Περίσφιγξη.....	39
2.5.4	Εφελκυστική Αντοχή.....	39
2.5.5	Αντοχή σε Διάτμηση.....	41
2.5.6	Αντοχή Πρόσφυσης Ράβδων Οπλισμού.....	42
2.5.7	Μέτρο Ελαστικότητας και Σχέση Τάσης – Παραμόρφωσης.....	42
2.5.8	Ενέργεια Θραύσης και Πλαστιμότητα.....	45
2.5.9	Κόπωση.....	46
2.5.10	Χρονικά Μεταβαλλόμενη Παραμορφωσιακή Συμπεριφορά.....	47
2.5.11	Αντοχή σε Διάβρωση.....	51
2.5.12	Αντοχή στο Χρόνο.....	51
2.5.13	Θερμομόνωση και Πυρασφάλεια.....	51
2.6	Κανονιστικό Πλαίσιο.....	52
2.6.1	Γενικά.....	52
2.6.2	Πυκνότητα [EC2, § 11.3.1 (1)].....	52
2.6.3	Εφελκυστική Αντοχή [EC2, § 11.3.1 (3)].....	52
2.6.4	Μέτρο Ελαστικότητας [EC2, § 11.3.2 (1)].....	53
2.6.5	Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων $\sigma - \epsilon$ [EC2, Πίνακας 11.3.1, Σχήμα 3.2 και § 11.3.6].....	53
2.6.6	Περίσφιγμένο Ελαφροσκυρόδεμα [EC2, § 11.3.7].....	54
2.6.7	Συντελεστής Θερμικής Διαστολής [EC2 11.3.2 (2)].....	55
2.6.8	Ερπυσμός και Συστολή Ξήρανσης [EC2 11.3.3 (1), (2)].....	55
2.6.9	Διατμητική Αντοχή [EC2 § 11.6.1].....	55
2.6.10	Στρέψη.....	57
2.6.11	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου [EC2 11.9 (1)].....	57
2.6.12	Επιτρεπόμενες Διάμετροι Τυμπάνου για Καμπυλούμενες Ράβδους [EC2 § 11.8.1].....	57
2.6.13	Δέσμες Ράβδων [EC2 11.9 (1)].....	57

2.6.14	Επικάλυψη Σκυροδέματος [EC2 11.4.2 (1)].....	57
2.6.15	Διαθέσιμη Ικανότητα Στροφής [EC2 § 11.5.1]	57
2.6.16	Κόπωση [EC2 11.6.6 (1)]	57
2.7	Συμπεράσματα Βιβλιογραφικής Διερεύνησης	57
3	Σχεδιασμός Κτιρίου	59
3.1	Προκαταρκτικές Εκτιμήσεις	59
3.1.1	Φορτία.....	59
3.1.2	Ιδιοπερίοδος	60
3.1.3	Παραμόρφωση	60
3.2	Παραδοχές.....	60
3.3	Έλεγχος Παραμορφώσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	65
3.3.1	Ελαστικές Παραμορφώσεις	66
3.3.2	Ερπυστικές Παραμορφώσεις	72
3.3.3	Παραμορφώσεις Λόγω Ρηγμάτωσης	81
3.3.4	Τελικά Αποτελέσματα και Συμπεράσματα	89
3.4	Έλεγχος Εύρους Ρωγμής.....	98
3.5	Σεισμική Ανάλυση	104
3.5.1	Παραδοχές.....	104
3.5.2	Περιορισμός Σχετικής Παραμόρφωσης Ορόφων	108
3.5.3	Έλεγχος Φαινομένων Δευτέρας Τάξεως (P-Δ).....	112
3.5.4	Όπλιση και Περίσφιγξη	114
3.5.5	Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου	117
3.5.6	Ανηγμένη Αξονική Δύναμη Υποστλωμάτων	119
3.6	Σύγκριση ΕΣ και ΣΠΣ	120
4	Ανελαστική Στατική Σεισμική Ανάλυση (Pushover Analysis)	127

4.1.1	Ανελαστική Στατική Σεισμική Ανάλυση (Pushover Analysis) Κτιρίου Από Συνήθους Πυκνότητας Σκυρόδεμα	127
4.1.2	Ανελαστική Στατική Σεισμική Ανάλυση (Pushover Analysis) Κτιρίου από Ελαφροσκυρόδεμα.....	138
4.1.3	Σύγκριση Αποτελεσμάτων.....	143
5	Συμπεράσματα	144
6	Βιβλιογραφικές Αναφορές.....	146
A	Παράρτημα: Διερεύνηση Σχέσης Πάχους Πλάκας με Οπλισμό.....	150
A.1	Παραδοχές.....	150
A.2	Αποτελέσματα.....	151
	Πλάκα Διαστάσεων 6 x 6 m	151
	Πλάκα Διαστάσεων 5 x 5 m	157
	Πλάκα Διαστάσεων 4 x 4 m	162
B	Παράρτημα: Πίνακες Υπολογισμών.....	167
B.1	Υπολογισμοί Παραμορφώσεων	167
B.2	Υπολογισμός Φορτίων	170
C	Παράρτημα: Υπολογισμός Ροπής Αντοχής Στοιχείου από ΕΣ από Μεγάθη Ορθής Έντασης	176
	Παραδοχές και Διαδικασία Υπολογισμού	176
	Σχόλια	179
	Κώδικας	179
D	Παράρτημα: Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για Ελαφροσκυρόδεμα και Συνήθους Πυκνότητας Σκυρόδεμα.....	184

Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 2.1: Εγκαίνια του Selma, Mobile, Alabama [7].....	24
Σχήμα 2.2: Southwestern Bell Telephone, Kansas, Missouri (αριστερά) και Park Plaza Hotel, St. Louis, Missouri (δεξιά) [7]	25
Σχήμα 2.3: Σχηματική απεικόνιση διαφορών στη δομή του ΕΣ και του ΣΠΣ σε μεσοσκοπική κλίμακα [3] (NDC = Normal density concrete, LWAC = Lighthweight aggregate concrete)	29
Σχήμα 2.4: Διαδοχικές φάσεις ρηγμάτωσης σε προσομοίωμα συνήθους πυκνότητας σκυροδέματος έως την αστοχία [9, 19].....	31
Σχήμα 2.5: Διαδοχικές φάσεις ρηγμάτωσης σε προσομοίωμα ελαφροσκυροδέματος έως την αστοχία, [9, 19].....	31
Σχήμα 2.6: Σχηματική απεικόνιση ειδικού βάρους ΕΣ σε σχέση με τη χρήση του ΕΣ και τον τύπο ΕΑ [7].....	32
Σχήμα 2.7: Ταξινόμηση ΕΣ με βάση το ειδικό τους βάρος και το ΕΑ [3, 21].....	35
Σχήμα 2.8: Σχέση μεταξύ μετρούμενης αντοχής των σωματιδίων του ΕΑ και υπολογιζόμενη τάση στην αστοχία ενός ΕΣ με ΕΑ διογκωμένη άργιλο (expanded clay) [3, 25] 37	
Σχήμα 2.9: Σχηματικό διάγραμμα φορτίου-παραμόρφωσης . Α: ρηγμάτωση σκυροδέματος, Β: Διαρροή χάλυβα οπλισμού, C: θρυμματισμός επιφάνειας σκυροδέματος, D: αποσάθρωση πυρήνα σκυροδέματος [9, 42]	43
Σχήμα 2.10: Ερπυσμός σκυροδεμάτων με διαφορετικά ελαφροαδρανή. Ηλικία τη στιγμή της φόρτισης $\tau = 7$ d, τάση $\sigma = 4.1$ MPa, αντοχή 11.2-15.6 MPa [50]	48
Σχήμα 2.11: Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης για το ελαφροσκυροδέμα, σύμφωνα με τον EC2.....	53
Σχήμα 3.1: Γεωμετρικά δεδομένα φορέα	61
Σχήμα 3.2: Προσομοίωση πλακών	63
Σχήμα 3.3: Σχέση E με γ	65
Σχήμα 3.4: Σημεία υπολογισμού κατακόρυφων ελαστικών μετακινήσεων πλακών και δοκών 67	
Σχήμα 3.5: Παραμορφώσεις πλάκας Π3 5 ^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά ειδικά βάρη σκυροδέματος γ για πάχος πλάκας $h_{\pi\lambda} = 16$ cm.....	90

Σχήμα 3.6: Παραμορφώσεις πλάκας Π3 του 5 ^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά γ για πάχος πλάκας $h_{\pi\lambda} = 18 \text{ cm}$	91
Σχήμα 3.7: Παραμορφώσεις δοκού Β2 του 5 ^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά γ προσομοιωμάτων με $h_{\pi\lambda} = 16 \text{ cm}$	92
Σχήμα 3.8: Παραμορφώσεις δοκού Β2 5 ^{ου} ορόφου για διαφορετικά γ προσομοιωμάτων με $h_{\pi\lambda} = 18 \text{ cm}$	92
Σχήμα 3.9: Σχέση τελικών παραμορφώσεων πλάκας Π3 5 ^{ου} ορόφου με το πάχος της, για αφαίρεση ξυλοτύπων στις 30 ημέρες.....	93
Σχήμα 3.10: Σχέση τελικών παραμορφώσεων πλάκας Π3 5 ^{ου} ορόφου με το πάχος της, για αφαίρεση ξυλοτύπων στις 60 ημέρες.....	94
Σχήμα 3.11: Σύγκριση συντελεστών ερπυσμού φ κατά EC2 και ΕΚΩΣ	94
Σχήμα 3.12: Σχέση ρ με I_{cr}/I_{ucr} και M_{cr}	97
Σχήμα 3.13: Ορισμός φάσματος για δυναμική φασματική ανάλυση (response spectrum) 105	
Σχήμα 3.14: Τομή ΑΑ (αριστερά) και όψη Β με τις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων του προσομοιώματος από ΕΣ.....	110
Σχήμα 3.15: Τομή ΑΑ (αριστερά) και όψη Β με τις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων του προσομοιώματος από ΣΠΣ	110
Σχήμα 3.16: Ορισμός κόμβων K_i	117
Σχήμα 3.17: Ονομασία υποστυλωμάτων κάτοψης ισογείου	120
Σχήμα 3.18: Μεταβολή θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και σεισμικής μάζας με το ειδικό βάρος του σκυροδέματος	122
Σχήμα 3.19: Επιτάχυνση σχεδιασμού και τέμνουσα βάσης σε συνάρτηση με το ειδικό βάρος του σκυροδέματος	122
Σχήμα 3.20: Φάσμα σχεδιασμού	123
Σχήμα 3.21: Διατομές υποστυλωμάτων ΣΠΣ: Τομή ΑΑ (αριστερά) και όψη Β (δεξιά) 123	
Σχήμα 3.22: Διατομές υποστυλωμάτων ΕΣ: Τομή ΑΑ (αριστερά) και όψη Β (δεξιά) 124	
Σχήμα 3.23: Ιδιοδιάνυσμα πρώτης ιδιομορφής	124
Σχήμα 3.24: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης προσομοιώματος ΣΠΣ (αριστερά) και ΕΣ (δεξιά) (τομή ΑΑ).	125

Σχήμα 3.25: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης προσομοιώματος ΣΠΣ (αριστερά) και ΕΣ (δεξιά) (όψη Β).....	126
Σχήμα 3.26: Σύγκριση όγκου σκυροδέματος και βάρους οπλισμού ΕΣ και ΣΠΣ.....	127
Σχήμα 4.1: Γενικευμένη καμπύλη ροπής - πλαστικής στροφής M-θ για δοκούς [65]	130
Σχήμα 4.2: Τυπική γενικευμένη καμπύλη ροπής - πλαστικής στροφής M-θ για δοκούς	130
Σχήμα 4.3: Γενικευμένη καμπύλη M-θ για υποστυλώματα, με $P/(A_c \cdot f_c) > 0.4$	131
Σχήμα 4.4: Γενικευμένη καμπύλη M-θ για υποστυλώματα, με $P/(A_c \cdot f_c) < 0.1$	131
Σχήμα 4.5: Τιμές στο Solution Control.....	132
Σχήμα 4.6: Φάσμα ικανότητας προσομοιώματος από ΣΠΣ, σημείο επιτελεστικότητας και διγραμμοποιημένη καμπύλη ικανότητας κατά FEMA 356 (Μέθοδος των συντελεστών - Coefficient Method). Πρώτη πλαστικοποίηση: (1903.70 kN, 0.023 m), $(V_y, \Delta_y) = (2127.17 \text{ kN}, 0.025 \text{ m})$ και σημείο επιτελεστικότητας: (2452.72 kN, 0.079 m).....	133
Σχήμα 4.7: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης κατά ATC-40.....	134
Σχήμα 4.8: Πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης ΣΠΣ.....	135
Σχήμα 4.9: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων για τη στοχευόμενη μετακίνηση 7.9 cm.....	136
Σχήμα 4.10: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων στην $\Delta_u = 27 \text{ cm}$	137
Σχήμα 4.11: Καμπύλη M-θ για την πλαστική άρθρωση της δοκού Δ2 του 2 ^{ου} ορόφου. Η πλαστική στροφή στην στοχευόμενη μετακίνηση είναι $6.4 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ με την στροφή στην στάθμη SD ίση με $15 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$	137
Σχήμα 4.12: Φάσμα ικανότητας προσομοιώματος από ΕΣ, σημείο επιτελεστικότητας και διγραμμοποιημένη καμπύλη ικανότητας κατά FEMA 356 (Μέθοδος των συντελεστών - Coefficient Method). Πρώτη πλαστικοποίηση: (823.89 kN, 0.027 m), $(V_y, \Delta_y) = (1132.55 \text{ kN}, 0.038 \text{ m})$ και σημείο επιτελεστικότητας: (1385.19 kN, 0.100 m).....	140
Σχήμα 4.13: Πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης από ΕΣ.....	141
Σχήμα 4.14: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων για τη στοχευόμενη μετακίνηση 10 cm.....	142

Σχήμα 4.15: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων στην $\Delta_u = 23$ cm 143	
Σχήμα 4.16: Καμπύλη M-θ για την πλαστική άρθρωση της δοκού Δ4 του 2 ^{ου} ορόφου. Η πλαστική στροφή στην στοχευόμενη μετακίνηση είναι $8.85 \cdot 10^{-3}$ rad με τη στροφή στην στάθμη SD ίση με $13.4 \cdot 10^{-3}$	143
Σχήμα A.1: Συνολικοί οπλισμοί πλάκας σε σχέση με το πάχος της, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ.....	155
Σχήμα A.2: Μείωση οπλισμών σε σύγκριση με την πλάκα από ΣΠΣ, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ.....	156
Σχήμα A.3: Συνολικοί οπλισμοί πλάκας για διάφορα γ και $h_{πλ}$	161
Σχήμα A.4: Μείωση οπλισμών σε σύγκριση με την πλάκα από ΣΠΣ, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ.....	161
Σχήμα A.5: Συνολικοί οπλισμοί πλάκας σε σχέση με το πάχος της, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ.....	166
Σχήμα A.6: Μείωση οπλισμών σε σύγκριση με την πλάκα από ΣΠΣ, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ.....	166
Σχήμα B.1: Εμβαδά επιρροής και ομαδοποιήσεις δοκών.....	171
Σχήμα C.1: Επεξήγηση υπολογιζόμενων μεγεθών.....	178
Σχήμα C.2: Διάγραμμα παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής στην ΟΚΑ από μεγέθη ορθής έντασης.....	178
Σχήμα D.1: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 0.5$	185
Σχήμα D.2: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 1.5$	186
Σχήμα D.3: $\mu_d - \omega$ για ΕΣ και ΣΠΣ (αριστερά) και μείωση της μ_d για το ΕΣ σε σχέση με το ΣΠΣ (δεξιά).....	188

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1: Σύγκριση μηχανικών χαρακτηριστικών συνήθων αδρανών με ελαφροαδρανή [9].....	35
Πίνακας 2.2: Κατηγορίες πυκνότητας και αντίστοιχες πυκνότητες σχεδιασμού του ελαφροσκυροδέματος σύμφωνα με το EN 206-01 [EC2, Πίνακας 11.1].....	52

Πίνακας 3.1: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και πλήρως αρηγμάτωτες συνθήκες.....	69
Πίνακας 3.2: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με κινητά φορτία (0.3·Q) και αρηγμάτωτες συνθήκες.....	70
Πίνακας 3.3: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και αρηγμάτωτες συνθήκες.....	71
Πίνακας 3.4: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με κινητά φορτία (0.3·Q) και αρηγμάτωτες συνθήκες.....	71
Πίνακας 3.5: Συντελεστής $\beta(t_0)$	75
Πίνακας 3.6: Ελαστικές παραμορφώσεις πλακών και h_0, φ_{RH}	75
Πίνακας 3.7: Συντελεστές ερπυσμού φ για πλάκα Π3 κατά ΕΚΩΣ	76
Πίνακας 3.8: Συντελεστές φ πλάκας Π3 κατά EC2	77
Πίνακας 3.9: Παραμορφώσεις πλάκας Π3 λόγω φορτίων ΟΚΛ και ερπυσμού για τα 3 σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, κατά ΕΚΩΣ και EC2	78
Πίνακας 3.10: Ελαστικές παραμορφώσεις δοκού Β2 και h_0, φ_{RH}	79
Πίνακας 3.11: Συντελεστές φ για τη δοκό Β2 κατά ΕΚΩΣ.....	79
Πίνακας 3.12: Συντελεστές φ για τη δοκό Β2 κατά EC2	80
Πίνακας 3.13: Παραμορφώσεις δοκού Β2 λόγω φορτίων ΟΚΛ και ερπυσμού για τα 3 σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, κατά ΕΚΩΣ και EC2	81
Πίνακας 3.14: Αποτελέσματα υπολογισμών για I_{ucr} και M_{cr}	87
Πίνακας 3.15: Τελικές παραμορφώσεις πλάκας Π3	88
Πίνακας 3.16: Αποτελέσματα υπολογισμών για I_{ucr} και M_{cr}	89
Πίνακας 3.17: Τελικές παραμορφώσεις δοκού Β2	89
Πίνακας 3.18: Υπολογισμός M_{cr} και I_{cr}/I_{ucr} . Θεωρείται $\rho' = 0.15\%$. Τα υπόλοιπα μεγέθη που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς βρίσκονται στους: Πίνακας 3.16, Πίνακας 3.17 για $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ και $h_{\pi\lambda} = 16 \text{ cm}$	96
Πίνακας 3.19: Υπολογισμοί εύρους ρωγμής	101
Πίνακας 3.20: Υπολογισμοί εύρους ρωγμής	102
Πίνακας 3.21: Υπολογισμοί εύρους ρωγμής	103
Πίνακας 3.22: Μείωση ροπής αντοχής δοκού για ΕΣ	106
Πίνακας 3.23: Μείωση ροπής αντοχής υποστυλώματος για ΕΣ.....	106
Πίνακας 3.24: Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων ΕΣ (για $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$ και $h_{\pi\lambda} = 16 \text{ cm}$)	111

Πίνακας 3.25:	Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων (ΣΠΣ).....	111
Πίνακας 3.26:	Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων ΕΣ (για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$).....	112
Πίνακας 3.27:	Υπολογισμός θ (ΣΠΣ)	113
Πίνακας 3.28:	Υπολογισμός θ για ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$	113
Πίνακας 3.29:	Όπλιση δοκού Δ2	114
Πίνακας 3.30:	Όπλιση υποστυλωμάτων από ΣΠΣ	115
Πίνακας 3.31:	Όπλιση υποστυλωμάτων από ΕΣ	115
Πίνακας 3.32:	Περίσφιγξη υποστυλωμάτων ΣΠΣ, βλ. και Πίνακας 3.30	116
Πίνακας 3.33:	Περίσφιγξη υποστυλωμάτων ΣΠΣ (βλ. και Πίνακας 3.31)	116
Πίνακας 3.34:	Ικανοτικός έλεγχος κόμβων κτιρίου από ΣΠΣ.....	118
Πίνακας 3.35:	Ικανοτικός έλεγχος κόμβων κτιρίου από ΕΣ.....	119
Πίνακας 3.36:	Ανηγμένες αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων.....	120
Πίνακας 3.37:	Σύγκριση σεισμικής μάζας, $S_d(T)$, F_b ΕΣ με ΣΠΣ	121
Πίνακας 3.38:	Δυναμικά χαρακτηριστικά προσομοιωμάτων από ΕΣ και ΣΠΣ	125
Πίνακας 4.1:	Υπολογισμός στροφών πλαστικών αρθρώσεων δοκών	129
Πίνακας 4.2:	Υπολογισμός στροφών πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων για $P/(A_c f_c) > 0.4$	130
Πίνακας 4.3:	Υπολογισμός στροφών πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων για $P/(A_c f_c) < 0.1$	131
Πίνακας 4.4:	Υπολογισμός λόγου $V/(b_w \cdot d \cdot f_c^{0.5})$ για δοκούς ΕΣ	139
Πίνακας 4.5:	Υπολογισμός λόγου $V/(b_w \cdot d \cdot f_c^{0.5})$ για υποστυλώματα ΕΣ	139
Πίνακας 4.6:	Τιμές πλαστικών στροφών και σταθμών επιτελεστικότητας για δοκούς ΕΣ (rad).....	140
Πίνακας 4.7:	Τιμές πλαστικών στροφών και σταθμών επιτελεστικότητας για υποστυλώματα ΕΣ (rad).....	140
Πίνακας Α.1:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΣΠΣ	152
Πίνακας Α.2:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$	153
Πίνακας Α.3:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$	154
Πίνακας Α.4:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$	155
Πίνακας Α.5:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΣΠΣ	158
Πίνακας Α.6:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$	159
Πίνακας Α.7:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$	159
Πίνακας Α.8:	Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$	160

Πίνακας A.9: Πλάκα Π3 από ΣΠΣ	163
Πίνακας A.10: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$	163
Πίνακας A.11: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$	164
Πίνακας A.12: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$	165
Πίνακας B.1: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες	168
Πίνακας B.2: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με κινητά φορτία ($0.3 \cdot Q$) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες	169
Πίνακας B.3: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες	169
Πίνακας B.4: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με κινητά φορτία ($0.3Q$) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες	170
Πίνακας B.5: Υπολογισμός φορτίων	172
Πίνακας B.6: Φορτία για $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm	172
Πίνακας B.7: Φορτία για $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, $h = 20$ και 22 cm	172
Πίνακας B.8: Φορτία για $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm	173
Πίνακας B.9: Φορτία για $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$, $h = 20$ και 22 cm	173
Πίνακας B.10: Φορτία για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm	173
Πίνακας B.11: Φορτία για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, $h = 20$ και 22 cm	174
Πίνακας B.12: Φορτία για $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm	174
Πίνακας B.13: Φορτία για $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $h = 20$ και 22 cm	174
Πίνακας B.14: Φορτία για $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm	175
Πίνακας B.15: Φορτία για $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm	175
Πίνακας B.16: : Φορτία για ΣΠΣ και $h = 18 \text{ cm}$	175
Πίνακας D.1: Τιμές διαγράμματος αλληλεπίδρασης ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 0.5$	185
Πίνακας D.2: Τιμές διαγράμματος αλληλεπίδρασης ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 1.5$	186

1 Στόχοι της Παρούσας Εργασίας και Μεθοδολογία

Η βασική επιδίωξη είναι η διερεύνηση της επιρροής της χρησιμοποίησης ελαφροσκυροδέματος (ΕΣ) έναντι συνήθους πυκνότητας σκυροδέματος (ΣΠΣ) στην ίδια κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα, θα διερευνηθεί συνολικά η επιρροή της μεταβολής των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος στην σεισμική αλλά και στη μη-σεισμική κατάσταση, τα κυρίαρχα από τα οποία είναι η μείωση του ιδίου βάρους, το μικρότερο μέτρο ελαστικότητας και η μεγαλύτερη ψαθυρότητα του ΕΣ.

Το μικρότερο μέτρο ελαστικότητας του ΕΣ οδηγεί καταρχάς σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις τόσο λόγω φορτίων βαρύτητας όσο και λόγω σεισμικών φορτίων. Τα φορτία βαρύτητας όμως μειώνονται όπως και τα σεισμικά φορτία, λόγω μικρότερης σεισμικής μάζας. Επιπλέον, τα σεισμικά φορτία εξαρτώνται και από την ιδιοπερίοδο η οποία επίσης μεταβάλλεται, χωρίς να μπορούμε να αποφανθούμε εξαρχής για τον τρόπο με τον οποίο μεταβάλλεται, καθώς τόσο η δυσκαμψία όσο και η μάζα μειώνονται (αν θεωρήσουμε προσεγγιστικά την ιδιοπερίοδο $T = 2\pi(m/K)^{0.5}$).

Η μεγαλύτερη ψαθυρότητα εκφράζεται μέσω της μειωμένης διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής μελών από ΕΣ, της μικρότερης μέγιστης παραμόρφωσης καμπτικής αστοχίας του ΕΣ που επηρεάζει την ροπή αντοχής της διατομής από μεγέθη ορθής έντασης και την μειωμένη είναι η αντοχή σε συντριβή των λοξών θλιπτήρων.

Τα παραπάνω μελετώνται διεξοδικά και εφαρμόζονται στον σχεδιασμό μιας πενταώροφης κατασκευής από ΕΣ. Παράλληλα, η ίδια κατασκευή σχεδιάζεται για ΣΠΣ και πραγματοποιείται σύγκριση των επιμέρους αποτελεσμάτων. Η εργασία ακολουθεί την παρακάτω πορεία:

Στο δεύτερο κεφάλαιο διερευνάται βιβλιογραφικά το ΕΣ, η δομή του και τα βασικά του χαρακτηριστικά, επισημαίνοντας τις κυριότερες διαφορές με το ΣΠΣ. Επίσης, παρουσιάζονται οι βασικότερες διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 (EC2) σχετικά με το ΕΣ.

Στο τρίτο κεφάλαιο σχεδιάζεται η συγκεκριμένη κατασκευή από ΕΣ και παράλληλα από ΣΠΣ. Το ειδικό βάρος του ΕΣ θεωρείται αρχικά μεταβλητό ξεκινώντας από την τιμή 13 kN/m^3 . Στη συνέχεια πραγματοποιούνται διαδοχικά οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και στη συνέχεια αστοχίας (ΟΚΑ) ενώ

παράλληλα ελέγχεται το ίδιο κτίριο με χρήση ΣΠΣ συγκρίνοντας τα αντίστοιχα αποτελέσματα.

Αρχικά πραγματοποιείται έλεγχος παραμορφώσεων στην ΟΚΛ συνυπολογίζοντας στις ελαστικές και τις ερπυστικές παραμορφώσεις και τις παραμορφώσεις λόγω ρηγματώσης. Στη συνέχεια ελέγχεται το εύρος ρωγμής στα δυσμενέστερα μέλη του φορέα. Όσον αφορά την ΟΚΑ, διερευνάται η επιρροή του ΕΣ στη μεταβολή της ιδιοπεριόδου, της επιτάχυνσης σχεδιασμού και της τέμνουσας βάσης. Συγκρίνονται οι περιβάλλουσες των τελικών εντατικών μεγεθών για ΕΣ και ΣΠΣ και πραγματοποιούνται έλεγχοι αντοχής, υπολογισμός ροπών αντοχής από μεγέθη ορθής έντασης και ικανοτικοί έλεγχοι αφού υπολογιστεί ο απαραίτητος οπλισμός κάθε διατομής. Η σύγκριση ποσοτικοποιείται για τα τελικά προσομοιώματα, μέσω της μέτρησης των απαιτούμενων όγκων σκυροδέματος και βαρών χάλυβα. Πραγματοποιείται επίσης έλεγχος στις σχετικές παραμορφώσεις ορόφων (drift), επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξεως και ανηγμένης αξονικής δύναμης υποστυλωμάτων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο πραγματοποιείται έλεγχος στατικής ανελαστικής σεισμικής ανάλυσης (pushover) τόσο για το προσομοίωμα από ΣΠΣ όσο και για το τελικό προσομοίωμα ΕΣ. Υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και το σημείο επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και ερευνάται η κατανομή και η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων για ΣΠΣ και ΕΣ. Επίσης, μελετάται η επιρροή της μειωμένης διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής του ΕΣ και πραγματοποιείται έλεγχος σταθμών επιτελεστικότητας σε επίπεδο μέλους, για τα δυσμενέστερα μέλη.

Στο πέμπτο κεφάλαιο συνοψίζονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα της εργασίας.

Στο Παράρτημα Α διερευνάται η μεταβολή του ειδικού βάρους στον απαιτούμενο οπλισμό πλάκας, αγνοώντας εντελώς τους ελέγχους παραμορφώσεων. Στο Παράρτημα Β συγκεντρώνονται πίνακες υπολογισμών κυρίως δευτερευόντων / ενδιάμεσων μεγεθών. Στο Παράρτημα C υπολογίζεται η ροπή αντοχής διατομής από ΕΣ υπό μεγέθη ορθής έντασης με πρόγραμμα που αναπτύχθηκε σε περιβάλλον Excel και Visual Basic και τέλος στο Παράρτημα D σχεδιάζονται διαγράμματα

αλληλεπίδρασης ανηγμένων αξονικών δυνάμεων και ανηγμένων ροπών για το ΕΣ και συγκρίνονται με τα αντίστοιχα του ΣΠΣ.

Γενικά ακολουθούνται οι συστάσεις του Ευρωκώδικα 2 και 8 (EC2 & EC8) ενώ στην ανάλυση pushover χρησιμοποιούνται και διατάξεις του FEMA 356¹.

2 Το Ελαφροσκυρόδεμα: Βιβλιογραφική και Θεωρητική Διερεύνηση

2.1 Ιστορικά Στοιχεία

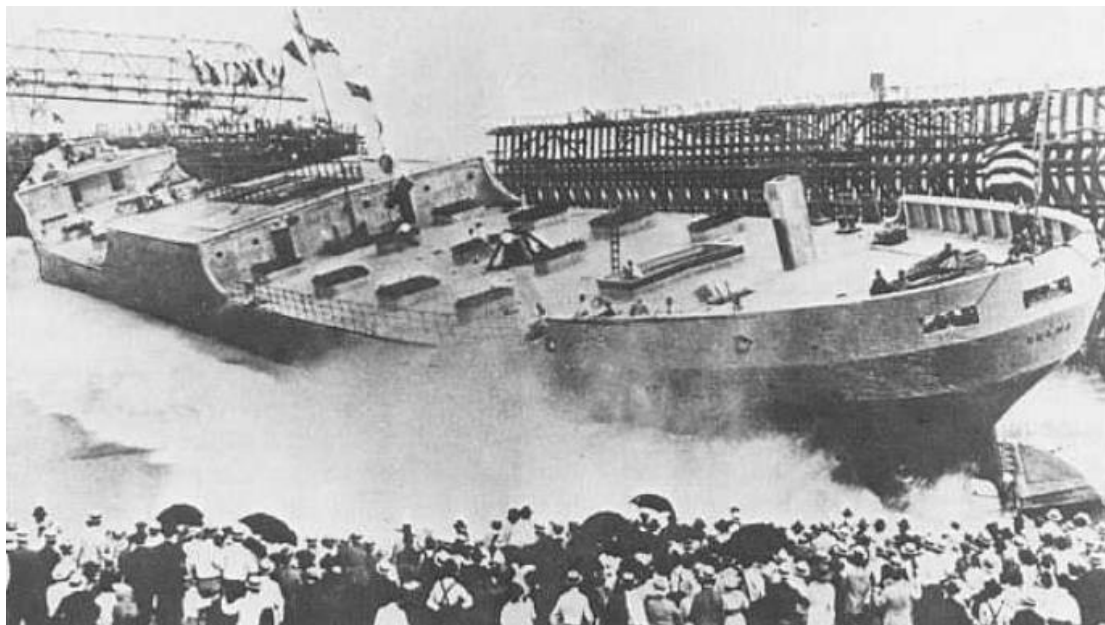
Το οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένα από τα πιο διαδεδομένα και συχνά χρησιμοποιούμενα δομικά υλικά κατασκευών. Το μεγαλύτερο μειονέκτημά του όμως είναι το μεγάλο του ίδιο βάρος. Στο πρόβλημα αυτό απαντάει η ανάπτυξη σκυροδεμάτων χρησιμοποιώντας αδρανή μικρότερου βάρους από τα συνηθισμένα, σκυροδέματα τα οποία ονομάζονται **ελαφροσκυροδέματα – ΕΣ (lightweight concrete – LC)**.

Ήδη από την αρχαιότητα συναντώνται δομικά υλικά που μπορούν να χαρακτηριστούν ως ΕΣ. Για παράδειγμα, τόσο το Κολοσσαίο όσο και το Πάνθεον (περίπου 1^{ος} αιώνας μ.Χ.), κατασκευάστηκαν εν μέρει από υλικά με πρώτη ύλη την κίσηρη [1, 2]. Κίσηρη χρησιμοποιήθηκε επίσης και τον 6^ο αιώνα μ.Χ., για την κατασκευή του ναού της Αγίας Σοφίας [3, 4]. Μια χιλιετία αργότερα, τον 16^ο αιώνα μ.Χ., κατασκευάστηκε άνοιγμα που έσπαγε το όριο των 44 μέτρων, στη Βασιλική του Αγίου Πέτρου στο Βατικανό [3, 5].

Τον 19^ο αιώνα στη Γερμανία, ξεκίνησε η χρησιμοποίηση ελαφροαδρανών (ΕΑ) σε βιομηχανική κλίμακα. Το 1845 κατασκευάστηκε τοιχοποιία από κίσηρη με οξειδίο του ασβεστίου (CaO – burnt lime) ως συνδετικό υλικό [3, 6]. Φτάνοντας στον 20^ο αιώνα και συγκεκριμένα στον πρώτο παγκόσμιο πόλεμο, η ανάγκη εξοικονόμησης χάλυβα οδήγησε στην αναζήτηση λύσεων κατασκευής πλοίων με εναλλακτικά υλικά. Η κατασκευή του πρώτου πλοίου από ΕΣ ολοκληρώθηκε το 1919, με την καθοριστική συμβολή του πρωτοπόρου μηχανικού Stephen Hayde, και ονομάστηκε «Selma». Ήταν ένα τάνκερ 7500 τόνων, μήκους 132 μέτρων και πλάτους 13 μέτρων [1, 2, 7]. Ο πειραματισμός αυτός είχε ιδιαίτερη επιτυχία, γεγονός που συνέβαλλε και

¹ Αμερικάνικος κανονισμός από τους οργανισμούς FEMA (Federal Emergency Management Agency) και ASCE (American Society of Civil Engineers).

την περαιτέρω ανάπτυξη του υλικού και στην ευρύτερη χρησιμοποίησή του σε κατασκευές.



Σχήμα 2.1: Εγκαίνια του Selma, Mobile, Alabama [7]

Το πρώτο σύγχρονο κτίριο από ΕΣ είναι η προσθήκη γυμναστηρίου στο Westport High School το 1920 στο Κάνσας, με χρησιμοποίηση αδρανούς από διογκωμένο σχιστόλιθο (expanded shale). Το ΕΣ επιλέχθηκε για πρώτη φορά για να λύσει το πρόβλημα των κακών χαρακτηριστικών που αφορούν στην αντοχή του εδάφους της περιοχής. Αξίζει να σημειωθεί ότι, παρ' ότι την εποχή εκείνη το αδρανές από διογκωμένο σχιστόλιθο πωλούταν στην τιμή των 6 δολαρίων ανά κυβική γιάρδα έναντι 2.5 για τα συνήθη άμμο και χαλίκι, η λύση δεν ήταν αντικοινωνική καθώς αντισταθμίστηκε από την οικονομικότερη θεμελίωση [7].

Στις δεκαετίες του '20 και του '30, δομικό ΕΣ χρησιμοποιήθηκε για κατασκευές όπως το Park Plaza Hotel στο St. Louis, το οποίο μάλιστα αποτέλεσε το πρώτο 28-όροφο κτίριο με εκτεταμένη χρήση ΕΣ τόσο στις πλάκες όσο και στα πλαίσια, το κτίριο Southwestern Bell Telephone στο Κάνσας, το άνω τμήμα της οδικής γέφυρας Oakland Bridge στο Σαν Φρανσίσκο. Αξίζει να αναφερθεί εκτενέστερα η περίπτωση του κτιρίου Southwestern Bell Telephone στο Κάνσας: το 1928, σε ήδη υπάρχον δεκατετράροφο κτίριο, εκτιμήθηκε ότι η θεμελίωση μπορεί να φέρει επιπλέον οκτώ ορόφους, αν αυτοί κατασκευαστούν χρησιμοποιώντας συμβατικό σκυρόδεμα. Με την

επιλογή ΕΣ αντί του συμβατικού, κατασκευάστηκαν δεκατέσσερις επιπλέον όροφοι αντί των οκτώ [7].



Σχήμα 2.2: Southwestern Bell Telephone, Kansas, Missouri (αριστερά) και Park Plaza Hotel, St. Louis, Missouri (δεξιά) [7]

Κατά τη διάρκεια και μετά τον δεύτερο παγκόσμιο πόλεμο η χρήση του ΕΣ στον κατασκευαστικό κλάδο αυξανόταν με γρήγορους ρυθμούς. Κτίρια όπως το Prudential Life Building στο Σικάγο με 42 ορόφους, το TWA Terminal του αεροδρομίου της Νέας Υόρκης και το αεροδρόμιο Dulles στη Ουάσιγκτον αποτελούν χαρακτηριστικά παραδείγματα ολικής ή μερικής χρήσης ΕΣ[8].

Σήμερα, οι περισσότεροι κανονισμοί παρέχουν ειδικές διατάξεις για κατασκευές από δομικό ΕΣ, με την χρήση του τελευταίου να έχει επεκταθεί παγκοσμίως σε σημαντικό βαθμό σε πλήθος εφαρμογών. Όμως, στην Ελλάδα, ενώ πρώτες ύλες που μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως ελαφροαδρανή υπάρχουν (βλ. § 2.2 «Το Δομικό Ελαφροσκυρόδεμα στην Ελλάδα»), η χρησιμοποίηση του ΕΣ ως δομικό υλικό είναι περιορισμένη.

2.2 Το Δομικό Ελαφροσκυρόδεμα στην Ελλάδα

Το δομικό ΕΣ στην Ελλάδα παρασκευάζεται με χρήση ως ΕΑ, κυρίως, την κίσσηρη. Η κίσσηρη ή ελαφρόπετρα, η οποία συναντάται στα νησιά Γυαλί, Θήρα, Νίσυρο και Μήλο, είναι ένα πυριγενές πέτρωμα με κυρίαρχο χαρακτηριστικό το μεγάλο πορώδες του, στο οποίο οφείλεται και η μικρή πυκνότητα του ($300 - 1800 \text{ kg/m}^3$). Το πορώδες του δημιουργείται με το σχηματισμό κενών και φυσαλίδων όταν αέρια που υπάρχουν στη λάβα που εξέρχεται από τα ηφαίστεια, εγκλωβίζονται κατά τη ψύξη της.

Άλλα χαρακτηριστικά της κίσσηρης είναι η μεγάλη θερμομονωτική και ηχομονωτική ικανότητα, για αυτό και χρησιμοποιείται και ως αποκλειστικά μονωτικό υλικό (βλ. § 2.4). Ακόμα, παρουσιάζει μεγάλη υδατοαπορροφητικότητα και σχετικά μεγάλη μηχανική αντοχή [1, 2, 9].

Χρησιμοποιώντας την κίσσηρη ως ΕΑ, οι αντοχές των ΕΣ που μπορούν να επιτευχθούν ποικίλλουν, με την αύξηση της θλιπτικής αντοχής να συνοδεύεται από την αύξηση του βάρους. Συγκεκριμένα, στην Ελλάδα έχουν ήδη επιτευχθεί ΕΣ με θλιπτικές αντοχές της τάξης των 30 MPa με πυκνότητα σκυροδέματος ίση με 1500 kg/m^3 [2], ενώ είναι εφικτή η παραγωγή ΕΣ με αντοχή 20 MPa και πυκνότητα 1400 - 1500 kg/m^3 [10]. (βλ. σχετικά και § 2.5.2.5 «Όρια Χαρακτηριστικής Αντοχής»).

Εναλλακτικά, σύμφωνα με την εργασία του Ι. Αναγνωστόπουλου [11], για δομικό ΕΣ στην Ελλάδα είναι εφικτή και η χρήση ιπτάμενης τέφρας (ΙΤ) ή τέφρας πυθμένα (ΤΠ). Τα δύο αυτά υλικά αποτελούν στερεά παραπροϊόντα των λιγνιτικών θερμοηλεκτρικών σταθμών. Μόνο το 10 με 12% της παραγόμενης ΙΤ στην Ελλάδα αξιοποιείται (ως πρώτη ύλη στην παραγωγή τσιμέντου) ενώ η ΤΠ δεν αξιοποιείται καθόλου.

Σύμφωνα με την ίδια εργασία, χρησιμοποιώντας ως πρώτες ύλες ΙΤ και ΤΠ, είναι εφικτή η παραγωγή υλικού - δηλαδή του ΕΑ - με φαινόμενη πυκνότητα $400-500 \text{ kg/m}^3$ και αντίστοιχα ΕΣ με θλιπτική αντοχή 20-23 MPa και ξηρή πυκνότητα ΕΣ 1500 kg/m^3 . Η παραγωγή του υλικού γίνεται μέσω των εργασιών σφαιροποίησης και πυροσυσσωμάτωσης², χωρίς να προηγείται άλεση και ξήρανση. Οι δύο τελευταίες διαδικασίες όμως, αν πραγματοποιηθούν, πιθανόν να βελτιώσουν τα μηχανικά

² Πυροσυσσωμάτωση είναι η διαδικασία κατά την οποία ένα μίγμα από σκόνες μετατρέπεται σε πυκνό κεραμικό σώμα.

χαρακτηριστικά του παραγόμενου ΕΑ και συνακόλουθα ΕΣ, θα αυξήσουν όμως το κόστος παραγωγής του ΕΑ.

Η περίπτωση των λιγνιτικών παραπροϊόντων θα μπορούσε να έχει σημαντικά περιβαλλοντικά και οικονομικά οφέλη (μείωση λατόμευσης κίσσηρης, αξιοποίηση των παραπροϊόντων των λιγνιτικών σταθμών που διαφορετικά θα έμεναν χωρίς εφαρμογή), χρήζει όμως περαιτέρω διερεύνησης.

2.3 Το Ελαφροσκυρόδεμα

2.3.1 Ορισμός

Οι ορισμοί που δίνονται για το ελαφροσκυρόδεμα στους περισσότερους κανονισμούς σκυροδέματος έχουν ως κοινά στοιχεία την πυκνότητα του αδρανούς, τον τύπο του αδρανούς και την πυκνότητα του ελαφροσκυροδέματος. Ο **prEN (CEN/TC 154)** ορίζει ως ελαφροσκυρόδεμα το σκυρόδεμα που περιέχει αδρανή με πυκνότητα σωματιδίου αδρανούς όχι μεγαλύτερη από 2000 kg/m^3 ή πυκνότητα αδρανούς (loose bulk density) όχι μεγαλύτερη από 1200 kg/m^3 , ενώ τα αδρανή μπορεί να είναι φυσικής προέλευσης με ή χωρίς επεξεργασία, βιομηχανικά παραπροϊόντα με ή χωρίς επεξεργασία και αδρανή προερχόμενα από ανακύκλωση [12]. Αντίστοιχα, ο **ACI 318-95**, Κεφάλαιο 2.1 (ΗΠΑ) ορίζει ως άνω όριο πυκνότητας αδρανούς τα 1120 kg/m^3 , με τους περισσότερους κανονισμούς να υιοθετούν τιμές άνω ορίου μεταξύ 1000 και 1200 kg/m^3 , ενώ για το άνω όριο της πυκνότητας του ΕΣ να κυμαίνεται μεταξύ 1800 και 2000 kg/m^3 [13].

[1, 9]

2.3.2 Δομή Ελαφροσκυροδέματος³

Για την κατανόηση της συμπεριφοράς του ΕΣ και για να τη σύγκριση του με αυτήν του συνήθους πυκνότητας σκυροδέματος (ΣΠΣ), είναι απαραίτητο πρώτα να γίνει κατανοητή η δομή τους και οι μεταξύ τους διαφορές.

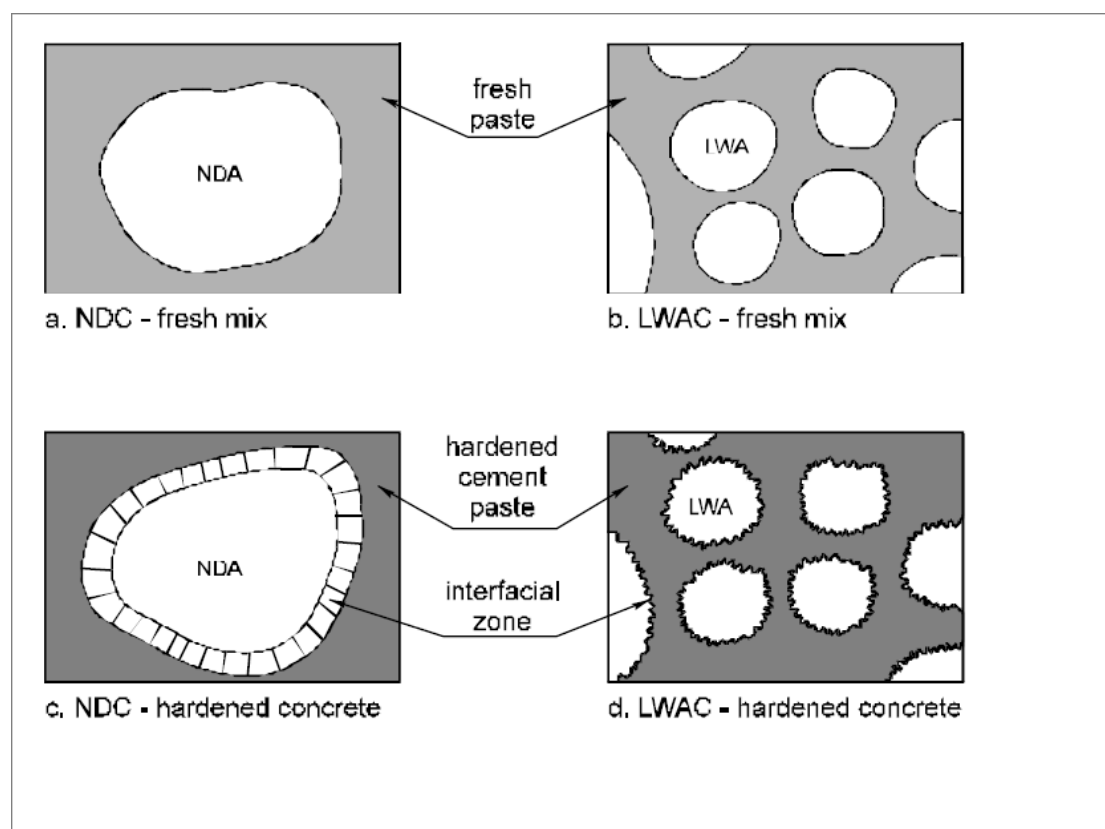
Κατ' αρχήν, μια απλοποιητική θεώρηση για το σκυρόδεμα, στη μεσοσκοπική κλίμακα, δηλαδή σε μεγέθη χιλιοστού μέχρι μερικών εκατοστών, είναι η

³ Το κεφάλαιο 2.3.2 αποτελείται κατά βάση από τα κεφάλαια 1.2.1 και 1.2.2, σελ. 12-15, της Βιβλιογραφικής Αναφοράς 3. EuroLightCon, *LWAC Material Properties State-of-the-Art*, in *Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete*. 1998.

προσομοίωσή του ως αποτέλεσμα δύο φάσεων – υλικών, τα σωματίδια του ελαφροαδρανούς και τον τσιμεντοπολτό [14].

Το ΣΠΣ περιέχει αδρανή τα οποία συνήθως έχουν μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή και μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας από το τσιμεντοπολτό [14] με συνέπεια αυτό να επηρεάζει την κατανομή των τάσεων, τις θέσεις των αρχικών ρηγματώσεων και στη συνέχεια τη μορφή της θραύσης του σκυροδέματος. Πιο συγκεκριμένα, τα σωματίδια του αδρανούς αναλαμβάνουν μεγαλύτερη τάση λόγω του μεγαλύτερου μέτρου ελαστικότητάς τους και επιπρόσθετα η διαφορά δυσκαμψίας δημιουργεί εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις οι οποίες ασκούνται στην επιφανειακή ζώνη των σωματιδίων του αδρανούς με τον τσιμεντοπολτό. Επιπρόσθετα, η διαφορά του λόγου Poisson μπορεί να αυξήσει τις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις ενώ η γωνιακότητα των σωματιδίων του αδρανούς δημιουργεί τοπικές συγκεντρώσεις εφελκυστικών τάσεων.

Για ΣΠΣ χαμηλής αντοχής, η επιφανειακή ζώνη αδρανούς – τσιμέντου έχει μικρότερη αντοχή και μέτρο ελαστικότητας από την τσιμεντόπαστα. Συνεπώς, μπορεί να θεωρηθεί ως ένα τρίτο υλικό της προσομοίωσης του σκυροδέματος σε μεσοσκοπική κλίμακα [15], με την επιφανειακή αυτή ζώνη να ρηγματώνεται σε σχετικά μικρή εξωτερική τάση. Καθώς η τάση αυτή αυξάνεται, η ζώνη αυτή θα εμφανίζει κατανεμημένη μικρορηγμάτωση και σταδιακά το πλάτος της θα αυξάνεται (βλ. Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3: Σχηματική απεικόνιση διαφορών στη δομή του ΕΣ και του ΣΠΣ σε μεσοσκοπική κλίμακα [3] (NDC = Normal density concrete, LWAC = Lighthweight aggregate concrete)

Παράλληλα, καθώς η καθολική τάση αυξάνεται, ένα αυξανόμενο μέρος της επιβαλλόμενης ελαστικής ενέργειας θα καταναλώνεται στον σχηματισμό των ρηγματώσεων, με συνέπεια το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων να αποκλίνει από την γραμμικότητα. Όταν προσεγγιστεί η οριακή τάση, η μικρορηγμάτωση θα επιτρέψει μια εσωτερική ανακατανομή της τάσης, διαδικασία η οποία έχει ως συνέπεια την πιο ψαθυρή αστοχία. Το τελευταίο φαινόμενο εξαρτάται και από τα χαρακτηριστικά του αδρανούς σχετικά με την ικανότητα ρηγμάτωσής του, όπως για παράδειγμα την σκληρότητά του.

Οι μεγάλες διαφορές στην αντοχή και στην ακαμψία των τριών υλικών που αποτελούν το σύνθητες σκυρόδεμα, σε μεσοσκοπική κλίμακα, έχουν ως αποτέλεσμα το τελευταίο (στην κλίμακα αυτή) να θεωρείται ετερογενές υλικό. Οι μηχανικές ιδιότητές του και ο τρόπος αστοχίας του εξαρτώνται κυρίως από αυτήν την ετερογένεια. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι, στο ΣΠΣ, ο λόγος των μέτρων

ελαστικότητας των σωματιδίων των αδρανών προς τον περιβάλλον τσιμεντοπολτό είναι της τάξεως του 5 [16].

Η ετερογένεια όμως αυτή εξαφανίζεται όσο οι διαφορές στην αντοχή και στην ακαμψία των υλικών που αποτελούν το σκυρόδεμα ελαχιστοποιούνται. Αυτό συμβαίνει στην περίπτωση του ΕΣ. Η αντοχή των ελαφροαδρανών είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με την αντοχή του τσιμεντοπολτού (βλ. και § 2.5.1). Επίσης, η επιφανειακή ζώνη στην περίπτωση του ΕΣ είναι καλύτερης ποιότητας από την αντίστοιχη στο ΣΠΣ, με συνέπεια σε πολλές περιπτώσεις, στο ΕΣ, η επιφανειακή ζώνη αυτή να μην έχει πλέον την μικρότερη αντοχή. Αυτή η διαφοροποίηση έχει εξέχουσα σημασία καθώς καθορίζει κυρίως τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά του ΕΣ, όπως τα μηχανικά χαρακτηριστικά, τη διαδικασία θραύσης, την ευθραυστότητα, τη διαπερατότητα και την αντοχή του.

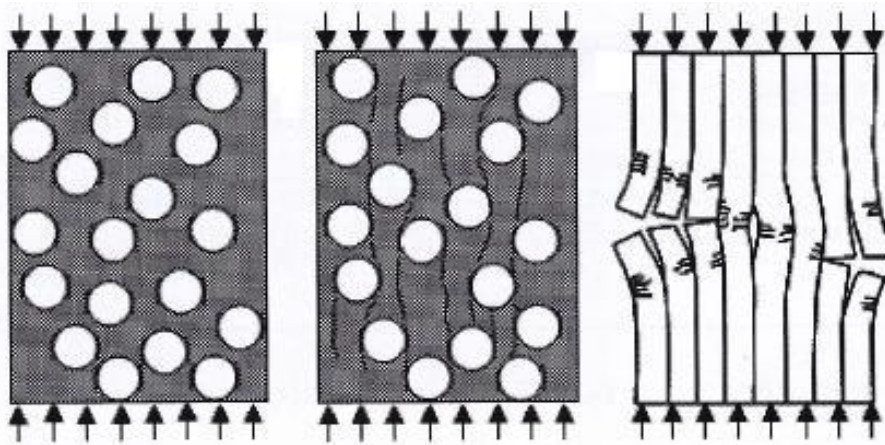
Έτσι, στο ΕΣ, που το μέτρο ελαστικότητας των ελαφροαδρανών είναι της ίδιας τάξης με το μέτρο του σκληρυμένου τσιμέντου, η τάση κατανέμεται πολύ πιο ομοιόμορφα απ' ό τι στο ΣΠΣ. Συχνά ο τσιμεντοπολτός έχει μεγαλύτερο μέτρο από τα ελαφροαδρανή και σ' αυτήν την περίπτωση παραλαμβάνει και μεγαλύτερη τάση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η τοπική εγκάρσια εφελκυστική τάση να δρα στον τσιμεντοπολτό και όχι στην επιφανειακή ζώνη τσιμέντου – σωματιδίων ΕΑ. Επιπλέον, στην περίπτωση αυτή, η επιφανειακή ζώνη αυτή θα είναι μερικώς περισφιγμένη λόγω εγκάρσιας θλιπτικής τάσης [17].

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι η επιφανειακή ζώνη εξαρτάται τόσο από τα χαρακτηριστικά του ΕΑ όσο και από τη δομή του πορώδους του και την αρχική περιεκτικότητα του αδρανούς σε νερό. Κατά συνέπεια, τα διάφορα ελαφροαδρανή, ακόμα και αυτά που μοιάζουν ίδια στην εμφάνιση, μπορεί να δίνουν ΕΣ με πολύ διαφορετικά χαρακτηριστικά [18].

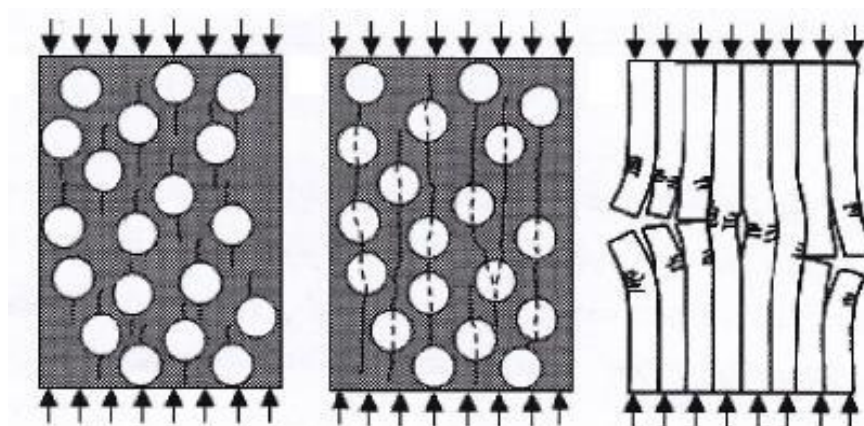
Η αντοχή και η ανθεκτικότητα σε θραύση των ΕΑ είναι σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη των συνήθων αδρανών με αποτέλεσμα η ικανότητα παραλαβής ρηγματώσεων να είναι μικρότερη. Επιπλέον, οι αρχικές ρηγματώσεις συμβαίνουν σε σχετικά υψηλό ποσοστό έντασης λόγω της ελαστικής συμβατότητας μεταξύ των υλικών. Επομένως, όταν σχηματιστεί μια ρωγμή στον τσιμεντοπολτό ή στο ΕΑ, αυτή θα έχει την τάση να διέλθει μέσα από τα σωματίδια του ελαφροαδρανούς κι όχι μέσα

από την επιφανειακή ζώνη, σε αντίθεση δηλαδή με το ΣΠΣ. Κατά συνέπεια, η ρηγμάτωση που συμβαίνει στο ΕΣ χαρακτηρίζεται από λίγες και κυρίαρχες ρωγμές, αφού δεν αναπτύσσονται πολλές και αμελητέες μικρορηγματώσεις στην επιφανειακή ζώνη. Αυτή είναι και η εξήγηση για το σχεδόν γραμμικό διάγραμμα τάσης - παραμόρφωσης του ΕΣ και την ξαφνική αστοχία.

Συμπερασματικά, ο μηχανισμός αστοχίας του ΕΣ ελέγχεται από την ομοιόμορφη κατανομή της τάσης λόγω των μικρών σχετικά διαφορών των ακαμψιών των τριών υλικών του ΕΣ, την βελτιωμένη επιφανειακή ζώνη και την μικρή αντοχή και ανθεκτικότητα σε θραύση του ΕΑ (βλ. και Σχήμα 2.4 και Σχήμα 2.5). [3, 9]



Σχήμα 2.4: Διαδοχικές φάσεις ρηγμάτωσης σε προσομοίωμα συνήθους πυκνότητας σκυροδέματος έως την αστοχία [9, 19]



Σχήμα 2.5: Διαδοχικές φάσεις ρηγμάτωσης σε προσομοίωμα ελαφροσκυροδέματος έως την αστοχία, [9, 19]

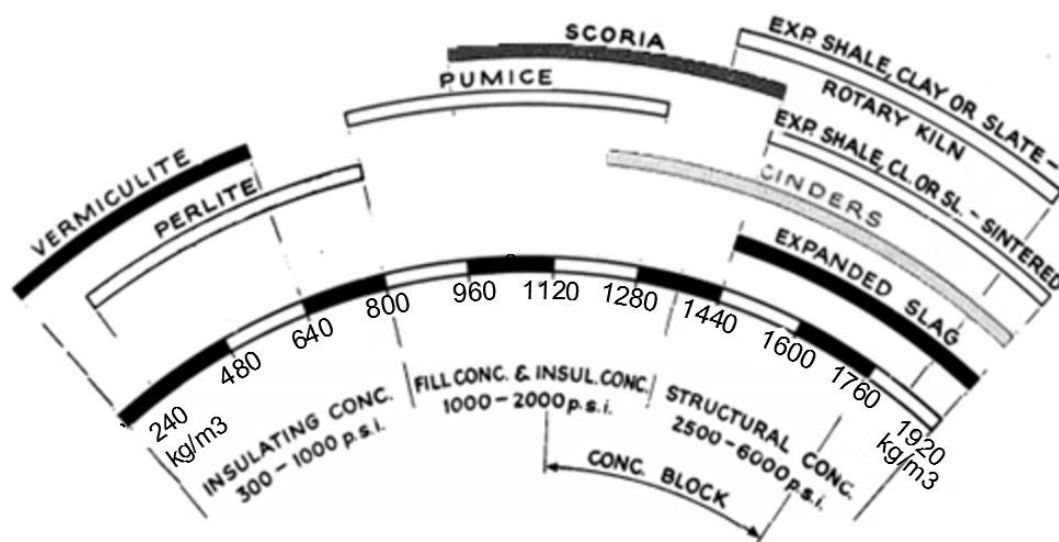
2.4 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος

2.4.1 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος με Βάση τον Τρόπο Λειτουργίας

Το ελαφροσκυρόδεμα, με κριτήριο τον τρόπο λειτουργίας του διακρίνεται σε τρεις κατηγορίες [9]:

1. Δομικό ΕΣ ικανοποιητικής αντοχής, το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως υλικό φερόντων δομικών στοιχείων.
2. Μονωτικό ΕΣ, το οποίο χρησιμοποιείται ως ηχομονωτικό – θερμομονωτικό υλικό, χωρίς να έχει τη δυνατότητα να φέρει φορτία λόγω της αμελητέας αντοχής του.
3. Δομικό – Μονωτικό ΕΣ με μειωμένη αντοχή, το οποίο είναι μονωτικό και μπορεί να φέρει μικρά μόνο φορτία (ίδιο βάρος).

Η πυκνότητα των διαφόρων ΕΣ εκκινεί από 250 kg/m^3 και εξαρτάται κυρίως από το είδος του ΕΑ. Μια σχηματική ενδεικτική παρουσίαση του ειδικού βάρους σε σχέση με τη χρήση του ΕΣ αλλά και τον τύπο του ΕΑ δίνεται στο σχήμα 2.3. (Για πληροφορίες σχετικά με τα ΕΑ, βλ. § 2.4.2)



Σχήμα 2.6: Σχηματική απεικόνιση ειδικού βάρους ΕΣ σε σχέση με τη χρήση του ΕΣ και τον τύπο ΕΑ [7]

2.4.2 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος με Βάση το Ελαφροαδρανές

Το ΕΣ, με βάση το υλικό που αποτελεί το ελαφροαδρανές, χωρίζεται στις εξής κατηγορίες [1, 3]:

2.4.2.1 Τεχνητά ελαφροαδρανή

Τα κυριότερα τεχνητά ελαφροαδρανή προέρχονται είτε μέσω διόγκωσης (expansion) είτε μέσω συρρίκνωσης (agglomeration). Στην περίπτωση της διόγκωσης, το υλικό θερμαίνεται στο σημείο τήξης, στο οποίο το σημείο πυροπλαστικότητας συμβαίνει ταυτόχρονα με το σχηματισμό αερίων. Στην περίπτωση της συρρίκνωσης, τμήμα του υλικού λιώνει και τα διάφορα στοιχεία ενώνονται μεταξύ τους.

Τα τεχνητά ελαφροαδρανή μπορεί να προέρχονται είτε από φυσικά υλικά που έχουν υποστεί επεξεργασία, είτε από βιομηχανικά παραπροϊόντα που έχουν υποστεί επεξεργασία. Παραδείγματα της πρώτης κατηγορίας ελαφροαδρανών είναι η διογκωμένη άργιλος, (expanded clay), ο διογκωμένος σχιστόλιθος (expanded shale), ο διογκωμένος περλίτης (expanded perlite) και ο αποφυλλισμένος βερμικουλίτης (exfoliated vermiculite), ενώ παραδείγματα της δεύτερης είναι ελαφροαδρανή προερχόμενα από την επεξεργασία της ιπτάμενης τέφρας (fly ash) (πχ. sintered pulverized – fuel ash και cold bonded pulverized – fuel ash), παραπροϊόντων θερμοηλεκτρικών εργοστασίων παραγωγής ενέργειας.

2.4.2.2 Φυσικά ελαφροαδρανή

Ως φυσικά ελαφροαδρανή θεωρούνται όλα τα ελαφροαδρανή που δεν έχουν προκύψει από ειδική επεξεργασία. Έτσι, τέτοια είναι τα ορυκτά που υπάρχουν στη φύση, τα βιομηχανικά παραπροϊόντα που δεν υποβάλλονται σε περαιτέρω επεξεργασία και τα οργανικά υλικά.

Τα κυριότερα ορυκτά ελαφροαδρανή είναι η κίσηρη (ή ελαφρόπετρα - pumice), η σκωρία (scoria) και ο διατομίτης (diatomite). Η κίσηρη αναλύεται στο κεφάλαιο 1.4. Η σκωρία αποτελεί παρόμοιο πέτρωμα με την κίσηρη, με τη μεταξύ τους διαφοροποίηση να έγκειται στη διαφορετική δομή του πορώδους τους, που οφείλεται στις διαφορετικές συνθήκες που επικρατούσαν κατά τη δημιουργία τους. Ο διατομίτης είναι ιζηματογενές ορυκτό που προέρχεται από τη συσσώρευση των διατόμων, ένα θαλάσσιο φυτικό είδος.

Τα κυριότερα παραπροϊόντα που χρησιμοποιούνται ανεπεξέργαστα ως ελαφροαδρανή είναι το furnace clinker, που προέρχεται από τους παλαιότερης τεχνολογίας

θερμοηλεκτρικούς σταθμούς και η τέφρα πυθμένα (furnace bottom ash), προερχόμενη από τους σύγχρονους θερμοηλεκτρικούς σταθμούς.

Τέλος, οργανικά υλικά όπως πλαστικά ή προϊόντα ξύλου μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως ελαφροαδρανή για μη δομικές εφαρμογές.

2.4.3 Κατηγορίες Ελαφροσκυροδέματος με βάση τα είδη των κενών του ελαφροαδρανούς

Τα κενά που παρατηρούνται στα ελαφροαδρανή διακρίνονται σε 4 είδη:

1. Κενά σωρού, τα οποία βρίσκονται μόνο μεταξύ των ελαφροαδρανών
2. Κενά αδρανών, που υπάρχουν μόνο μέσα στη δομή του ελαφροαδρανούς
3. Κενά σωρού και αδρανών, είδος που αποτελεί συνδυασμό των 1 και 2
4. Κενά ομοιόμορφης δομής, όπου οι πόροι κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλο το υλικό.

Έχοντας υπόψη τα παραπάνω είδη, το ΕΣ ανάλογα με το είδος των κενών που υπάρχουν στο ελαφροαδρανές του, διακρίνεται στις παρακάτω κατηγορίες [20]:

1. ΕΣ με κανονικά (μη ελαφρά) αδρανή και κατάλληλη κοκκομετρική διαβάθμιση, το οποίο σπάνια χρησιμοποιείται
2. ΕΣ με κενά σωρού και αδρανών (βλ. παραπάνω, 3^η κατηγορία κενών). Τέτοια ΕΣ είναι τα κισσηρόδεμα και περλιτόδεμα.
3. ΕΣ με κενά ομοιόμορφης δομής (βλ. παραπάνω, 4^η κατηγορία κενών). Τέτοια ΕΣ είναι το κυψελωτό σκυρόδεμα ή αερομπετόν ή αφρώδες μπετόν.

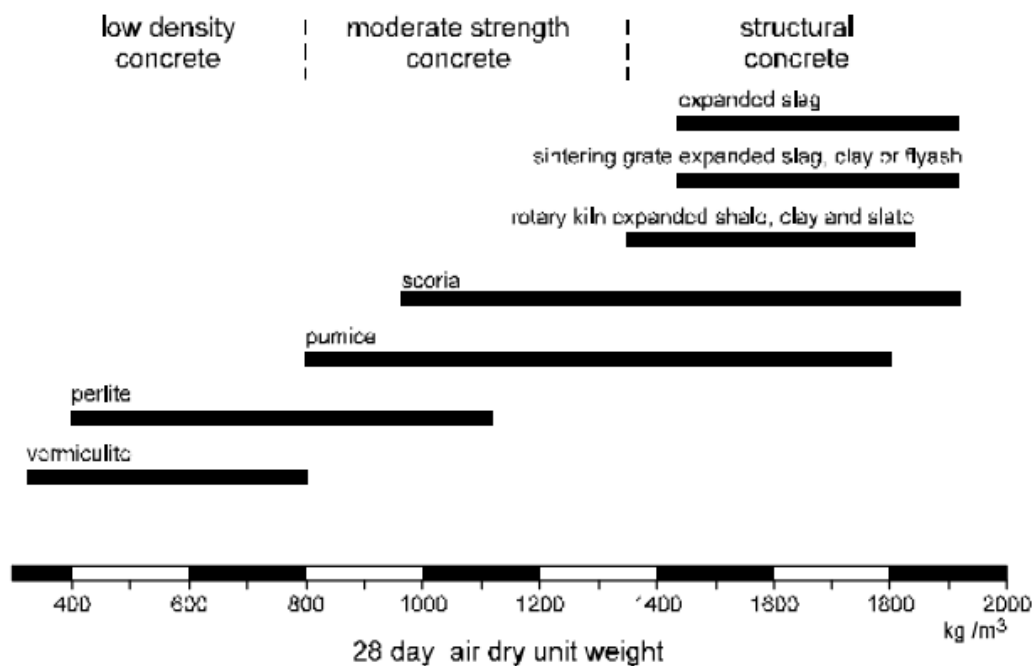
2.5 Τεχνολογικά Χαρακτηριστικά Ελαφροσκυροδέματος και Σύγκριση του με το Συνήθους Πυκνότητας Σκυρόδεμα ⁴

Στο κεφάλαιο αυτό θα συγκριθούν συγκεκριμένα τεχνολογικά χαρακτηριστικά μεταξύ ΣΠΣ και ΕΣ. Πρέπει να αναφερθεί ότι, καθώς το ΕΣ χαρακτηρίζεται σε μεγάλο βαθμό από το χρησιμοποιούμενο ΕΑ και αφού υπάρχουν πολλά είδη ΕΑ με αρκετά διαφορετικά χαρακτηριστικά μεταξύ τους, τα παρακάτω αφορούν τον «μέσο όρο» του ΕΣ που μπορεί όμως να αποκλίνει σημαντικά σε κάποιες περιπτώσεις ΕΑ.

⁴ Το κεφάλαιο 2.5 είναι βασισμένο σε μεγάλο βαθμό στο Κεφάλαιο 7 της Βιβλιογραφικής Αναφοράς 3. Ibid.EuroLightCon, *LWAC Material Properties State-of-the-Art*, in *Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete*. 1998.

2.5.1 Ελαφροαδρανή και Συνήθη Αδρανή

Στο παρακάτω σχήμα, δίνεται η κατηγοριοποίηση των ελαφροαδρανών σε σχέση με το ειδικό τους βάρος.



Σχήμα 2.7: Ταξινόμηση ΕΣ με βάση το ειδικό τους βάρος και το ΕΑ [3, 21]

Παρατηρείται ότι κατάλληλα ΕΑ για παραγωγή δομικού ΕΣ είναι η κίσηρη (pumice), η σκωρία (scoria), ο διογκωμένος σχιστόλιθος (expanded shale), η διογκωμένη άργιλος (expanded clay). Αδρανή από περλίτη ή βερμικουλίτη μπορούν να χρησιμοποιηθούν για θερμομονωτικούς και ηχομονωτικούς σκοπούς.

Όσον αφορά τις ιδιότητες του, παρατίθεται ο παρακάτω πίνακας:

ΙΔΙΟΤΗΤΑ (MPa)	Συνήθη Αδρανή	Ελαφροαδρανή
Μέτρο Ελαστικότητας Ε	34000 - 70000	3000 – 10000
Αντοχή σε θλίψη	70 - 150	4 - 5
Αντοχή σε κάμψη	1.3 - 1.5	0.3 - 0.7

Πίνακας 2.1: Σύγκριση μηχανικών χαρακτηριστικών συνήθων αδρανών με ελαφροαδρανή [9]

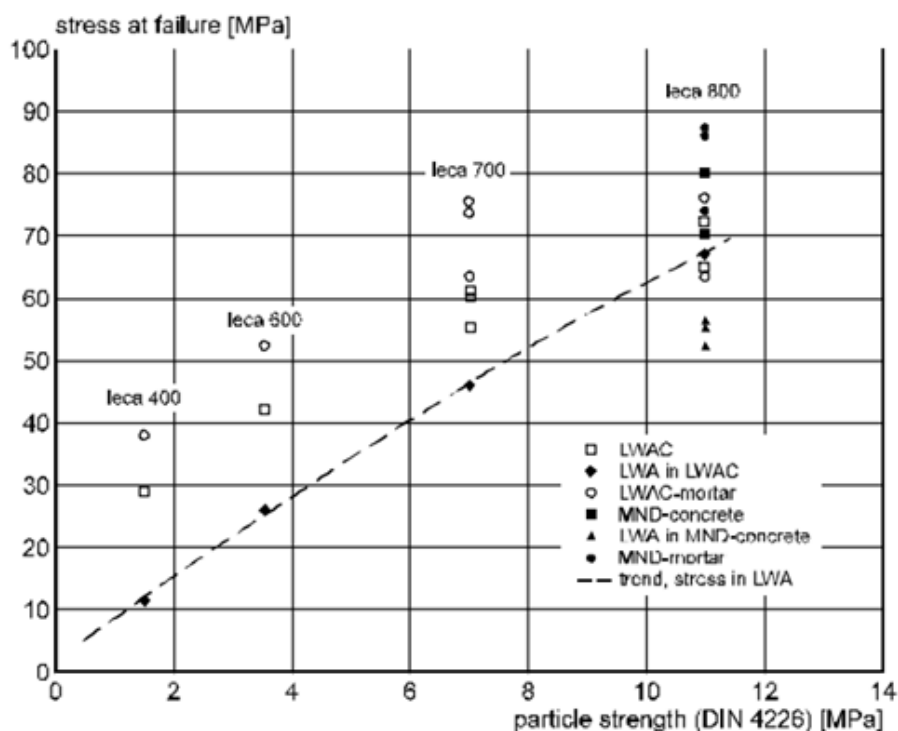
Παρατηρείται ότι οι μέσες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών των ΕΑ σε σχέση με τα συνήθη αδρανή είναι σημαντικά μειωμένες.

2.5.2 Χαρακτηριστική Αντοχή

2.5.2.1 Επιρροή της Αντοχής του Ελαφροαδρανούς στην Αντοχή του Ελαφροσκυροδέματος

Με δεδομένο ότι τα ελαφροαδρανή έχουν γενικά μικρές αντοχές (βλ. § 2.5.1) η αντοχή του σκυροδέματος ελέγχεται κυρίως από τον τσιμεντοπολτό και από τα όρια της δράσης της ως συνδετικό υλικό [22]. Παράλληλα έχει επιβεβαιωθεί μεταξύ άλλων και από τους Zhang et al. (1995) και Newman (1993) ότι το άνω όριο της αντοχής του ΕΣ ελέγχεται πρωτίστως από την αντοχή του ΕΑ [23, 24].

Η διαφορά μεταξύ της δυνατότητας παραλαβής τάσης του ΕΑ και της αποκτούμενης αντοχής του ΕΣ αυξάνεται όσο μειώνεται η αντοχή του ΕΑ. Η επιρροή της χρήσης χαμηλής ποιότητας ΕΑ σε ΕΣ μέσης αντοχής συνεπώς εξαρτάται από την ικανότητα του τσιμεντοπολτού να προσελκύει μεγαλύτερη τάση λόγω του μεγαλύτερου μέτρου ελαστικότητάς του και να μπορεί να την αναλάβει χωρίς να αστοχήσει. Σε ΕΑ υψηλής αντοχής οι αντοχές και τα μέτρα ελαστικότητας των ΕΑ και τσιμεντοπολτού είναι της ίδιας τάξης μεγέθους, άρα η συμπεριφορά του υλικού προσεγγίζει την ομοιογενή σε σχέση με το ΕΣ χαμηλής αντοχής.



Σχήμα 2.8: Σχέση μεταξύ μετρούμενης αντοχής των σωματιδίων του ΕΑ και υπολογιζόμενη τάση στην αστοχία ενός ΕΣ με ΕΑ διογκωμένη άργιλο (expanded clay) [3, 25]

2.5.2.2 Αναπτυσσόμενη Θλιπτική Αντοχή με την Ηλικία του Ελαφροσκυροδέματος

Το ΕΣ χαρακτηρίζεται από ταχύτερη ανάπτυξη αντοχής στο αρχικό στάδιο σκλήρυνσης, φτάνοντας συνήθως στο 80% του f_{28} την 7^η ημέρα. Από την 28^η μέρα μέχρι την 90^η, η αύξηση της αντοχής είναι γενικά μικρή και μειώνεται όσο η χαρακτηριστική αντοχή (f_{ck}) αυξάνεται. Αυτό φαίνεται να είναι συνέπεια του περιορισμού του άνω ορίου της αντοχής λόγω του ΕΑ [25].

Η έλλειψη της μακροχρόνιας αύξησης της αντοχής του ΕΣ συνεπάγεται την μειωμένη ανάπτυξη επικουρικής αντοχής συγκριτικά με το ΣΠΣ σχεδιασμένο για την ίδια καταπόνηση. Έτσι, όταν ο σχεδιασμός γίνεται με πλήρη εκμετάλλευση της αντοχής του ΕΣ, με στόχο τη βέλτιστη αναλογία αντοχής/πυκνότητας, υπάρχουν πιθανές αρνητικές επιπτώσεις που σπάνια λαμβάνονται υπόψη [3].

2.5.2.3 Μακροχρόνια Φόρτιση

Ο Weigler et al. [26] έδειξε ότι η αντοχή υπό την επίδραση μακροχρόνιας φόρτισης μειώνεται στο 70-75%. Σε παρόμοια αποτελέσματα καταλήγει και ο Smerglass [27], ο οποίος αναφέρει ότι η μείωση είναι τουλάχιστον κάτω από το 80%. Η μείωση αυτή οφείλεται στον ερπυσμό του τσιμεντοπολτού που οδηγεί στην υπερφόρτιση των ΕΑ. Το φαινόμενο αυτό θα συμβεί όταν η αντοχή των ΕΑ αξιοποιηθεί στο μέγιστό της βαθμό και χρήζει περαιτέρω έρευνας.

Η μέγιστη παραμόρφωση εμφανίζεται να είναι σχετικά σταθερή για ποσοστά έντασης μεταξύ 80-100% [27]. Επιπλέον, η ανάπτυξη της παραμόρφωσης δεν δίνει στοιχεία που να προειδοποιούν για την έναρξη της αστοχίας, πριν το ΕΣ αστοχήσει. Μια λογική εξήγηση του φαινομένου είναι ότι η αστοχία επέρχεται λόγω της αστοχίας του ΕΑ που οφείλεται στην υπερφόρτισή του λόγω του ερπυσμού του τσιμεντοπολτού.

2.5.2.4 Χαρακτηριστική Αντοχή και Σχέση της με την Πυκνότητα

Στους περισσότερους κανονισμούς όπως και στον EC2 δεν ορίζεται συσχέτιση μεταξύ ρ και f_{lck} . Αυτό αποτελεί αδυναμία των κανονισμών, καθώς αφήνει ουσιαστικά αυτήν την επιλογή συσχέτισης στον εκάστοτε Μελετητή. Η υιοθέτηση ορίων αντοχής που σχετίζονται με την πυκνότητα του ΕΣ είναι ένα θέμα που χρήζει περαιτέρω έρευνας. Παράλληλα θα πρέπει να μελετηθούν οι επιπτώσεις της χρησιμοποίησης ΕΣ με αντοχή στα όρια της δυνατής αντοχής για τη δεδομένη πυκνότητα.

2.5.2.5 Όρια Χαρακτηριστικής Αντοχής

Σε μερικούς κανονισμούς όμως, θέτονται όρια στην αντοχή του ΕΣ ανεξαρτήτως όμως πυκνότητας. Έτσι ο EC2 περιορίζει τη μέγιστη f_{lck} σε 80 MPa ενώ ο νορβηγικός κανονισμός περιορίζει την f_{lck} σε 85 MPa με τον εξής περιορισμό [28]:

$$f_{lck} \leq 94 * \left(\frac{\rho}{2200}\right)^{1,5} \quad (2.1)$$

Από το Σχήμα 2.7 βλέπουμε επίσης ότι το ελάχιστο ειδικό βάρος ΕΣ που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως δομικό είναι περίπου 1400 kg/m³. Η πληροφορία επαληθεύεται και από την εμπειρία στην Ελλάδα, με θλιπτική αντοχή της τάξης των 20 MPa να

είναι εφικτή για ειδικό βάρος ΕΣ τα 1400 - 1500 kg/m³ περίπου [10]. Ακόμα, σύμφωνα με τον Lazarus (1993), ΕΣ με ειδικό βάρος 1200 kg/m³ είναι μάλλον εφικτό να κατασκευαστεί με αντοχή της τάξης των 20 MPa [29]. [1]

2.5.2.6 Σχέση Χαρακτηριστικής Αντοχής και Αναλογιών Τσιμεντοπολτού και Νερού

Στο ΕΣ, τα ελαφροαδρανή έχουν συνήθως μικρότερη αντοχή από τον τσιμεντοπολτό, κάτι που δεν ισχύει στη πλειονότητα των περιπτώσεων για το συμβατικό σκυρόδεμα. Έτσι, τόσο η αύξηση της αντοχής του τσιμεντοπολτού όσο και η αύξηση της αναλογίας τσιμεντοπολτού στο μίγμα βελτιώνει λιγότερο τις μηχανικές ιδιότητες του ΕΣ σε σύγκριση με το ΣΠΣ [14].

2.5.3 Περίσφιγξη

Πειράματα σε υποστρώματα και δοκούς έχουν δείξει ότι η περίσφιγξη είναι λιγότερο αποτελεσματική στο ΕΣ. Η επίδραση της περίσφιγξης στη θλιπτική αντοχή του ΕΣ είναι μειωμένη σε σύγκριση με το ΣΣ. Ο Bjerkeli [30] βρήκε μια μείωση της τάξης του 50% για ΕΣ υψηλής αντοχής στην τάξη των LC60 με LC90. Σύμφωνα τόσο με τον νορβηγικό όσο και με τον γερμανικό κανονισμό, δεν επιτρέπεται να αυξηθεί η θλιπτική αντοχή λόγω περίσφιγξης στο ΕΣ. Το πρόβλημα αυτό σχετίζεται με την τοπική θλίψη και πρέπει να διερευνηθεί περαιτέρω για να είναι εφικτή η απόληξη σε τελικό συμπέρασμα για την περίσφιγξη στο ΕΣ. [3]

2.5.4 Εφελκυστική Αντοχή

2.5.4.1 Καμπτική Εφελκυστική Αντοχή

Η εφελκυστική αντοχή του ΕΣ είναι σημαντική όταν μελετάμε την ρηγμάτωση. Οι κύριες διαφορές μεταξύ ΕΣ και ΣΠΣ είναι οι εξής:

1. Τροχιά ρωγμών: αυτές διέρχονται μέσα από τα σωματίδια των ΕΑ και όχι περιμετρικά του, όπως στο ΣΠΣ (βλ. αναλυτικά § 2.3.2 «Δομή Ελαφροσκυροδέματος»)
2. Συνολικό περιεχόμενο νερό: Αυτό είναι περισσότερο στο ΕΣ, επομένως η διαφορά υγρασίας μεταξύ του εσωτερικού του ΕΣ και της επιφάνειάς του κατά την περίοδο της συντήρησης (και λόγω της μεγαλύτερης θερμοκρασίας

ενυδάτωσης επίσης) θα προκαλέσει σημαντική μείωση της εφελκυστικής αντοχής.

3. Η καμπτική εφελκυστική αντοχή επηρεάζεται περισσότερο από την αντοχή σε διάρρηξη [24].

Στον EC2 η καμπτική συμπεριφορά του ΕΣ θεωρείται κατώτερη απ' αυτήν του ΣΠΣ [31]. Στον νορβηγικό κανονισμό (NS 3473 E/1992) η εφελκυστική αντοχή μειώνεται με τον συντελεστή $0.3 + 0.7\rho/2400$, αν η εφελκυστική αντοχή δεν προσδιορίζεται πειραματικά. Σημειώνεται όμως ότι για υψηλής αντοχής (τάξεως 80 MPa) ΤΣΠΣ⁵ η αντοχή σε διάρρηξη εμφανίζεται αυξημένη κατά 11% σε σύγκριση με το ΣΠΣ. Αυτό αποδίδεται στην βελτιωμένη επιφανειακή ζώνη αδρανών – τσιμεντοπολτού. Η αύξηση είναι ακόμα μεγαλύτερη στην άμεση εφελκυστική αντοχή (36%) σε αντίθεση με το τι είναι σύνηθες στους περισσότερους κανονισμούς για το ΕΣ [32].

Το ΕΣ παρουσιάζει καμπτική εφελκυστική αντοχή και αντοχή σε διάρρηξη μικρότερες από το ΣΠΣ της ίδιας θλιπτικής αντοχής [23]. Η αντοχή σε διάρρηξη κάτω από μια συγκεντρωμένη γραμμή φορτίου δεν διαφέρει σημαντικά από το ΣΠΣ. Όμως, η αντοχή των δοκιμίων που υποβάλλονται σε έκκεντρα συγκεντρωμένα φορτία σχετίζεται με την πυκνότητα του σκυροδέματος [33]. Η αναλογία μεταξύ καμπτικής αντοχής και αντοχής σε διάρρηξη ΕΣ υψηλής αντοχής βρέθηκε να είναι μεταξύ των τιμών 1.5 και 1.6 [34].

Σε πειράματα που διεξήχθησαν από την CUR [35], δεν παρατηρήθηκε σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ ΕΣ και ΣΠΣ όσον αφορά την αντοχή σε διάρρηξη επίπεδων πάνελ από σκυρόδεμα από ΕΣ και τις εγκάρσιες παραμορφώσεις λόγω του φορτίου.

2.5.4.2 Επιρροή Υγρασίας και Συνθηκών Συντήρησης

Η επιρροή της υγρασίας στις μηχανικές ιδιότητες μελετήθηκε από τον Hammer [36]. Μια γενική τάση για όλες τις μηχανικές ιδιότητες είναι ότι η επιρροή της υγρασίας μειώνεται με την αύξηση της αντοχής. Οι πιο σημαντικές επιρροές βρέθηκαν αναφορικά στην εφελκυστική αντοχή. Συγκριτικά με την συντήρηση μέσα σε νερό,

⁵ ΤΣΠΣ: MNDC - τροποποιημένο συνήθους πυκνότητας σκυρόδεμα - Modified Normal Density Concrete, σκυρόδεμα με αδρανή συνήθους πυκνότητας τα οποία έχουν τμηματικά αντικατασταθεί από ΕΑ.

παρατηρήθηκε μείωση της εφελκυστικής αντοχής για ένα LC75, της τάξεως του 45-70% για συντήρηση στο περιβάλλον (αέρας) και 0-20% για συντήρηση σε αεροστεγές περιβάλλον. Μια παρόμοια ανάπτυξη υπήρξε και για την καμπτική αντοχή, αλλά οι μειώσεις ήταν προσεγγιστικά 10% μικρότερες.

Η αντοχή σε διάρρηξη που μετρήθηκε σε κύβους υπό συντήρηση σε στεγνό περιβάλλον έδειξαν μια μείωση της τάξεως του 10%, σε σχέση με την αντίστοιχη που μετρήθηκε σε κύβους υπό συντήρηση μέσα σε νερό. Για το λόγο αυτό συνήθως η εφελκυστική αντοχή του ΕΣ συνήθως ορίζεται λίγο μικρότερη από την αντίστοιχη του ΣΠΣ [37].

2.5.5 Αντοχή σε Διάτμηση

Η αντοχή σε διάτμηση υψηλής αντοχής ΕΣ μπορεί να προβλεφθεί ικανοποιητικά ως τροποποιημένη αντοχή σε εφελκυσμό, όμως για ΟΕΣ⁶ χαμηλής αντοχής η αντοχή σε διάτμηση συνήθως υπερεκτιμάται. Ο Thorenfeldt (1995) [28] έκρινε πως η ψαθυρότητα του σκυροδέματος θα πρέπει να εισαχθεί σαν μια νέα παράμετρος στους κανονισμούς, κάτι που υιοθετήθηκε πχ. από τον EC2 (βλ. αναλυτικά 2.6.9). Το προσομοίωμα δικτυώματος με μεταβλητή γωνία θλιπτήρων είναι εφαρμόσιμο και στο ΕΣ. Δεν υπάρχει σημαντική διαφορά μεταξύ της διατμητικής συμπεριφοράς του ΣΠΣ και του ΕΣ. Στο ΕΣ είναι, παρά τα σπασμένα ΕΑ, το ακανόνιστο σχήμα των σπασμένων πλευρών υπεύθυνο για την μετάδοση των διατμητικών δυνάμεων. Οι μετρήσεις έδειξαν ότι οι διατμητικές παραμορφώσεις ήταν σχεδόν διπλάσιες από αυτές στο ΣΠΣ [38].

Η αντοχή σε διάτμηση του ΟΕΣ χωρίς οπλισμό διάτμησης μελετήθηκε από τον Thorenfeldt et al [28]. Τα συμπεράσματα ήταν ότι η αντοχή σε διάτμηση ενός ΟΕΣ με πυκνότητα 1500 kg/m³ ήταν μικρότερη από την αναμενόμενη, ειδικά σε σύγκριση με άλλα ΕΣ και ΣΠΣ. Μελέτες που πραγματοποιήθηκαν από το CUR το 1995 ανέφεραν μια μέση διατμητική αντοχή του ΕΣ με οπλισμό διάτμησης μόνο 7% μικρότερη από το ΣΠΣ με ίδια θλιπτική αντοχή, με βάση διαγώνιο θλιπτήρα 45°.

⁶ ΟΕΣ: Ολικά ελαφροσκυρόδεμα, δηλαδή σκυρόδεμα στο οποίο το σύνολο των αδρανών έχει αντικατασταθεί από ελαφροαδρανή. Ο όρος χρησιμοποιείται για να τονιστεί ότι δεν περιέχονται καθόλου συνήθους πυκνότητας αδρανή.

2.5.6 Αντοχή Πρόσφυσης Ράβδων Οπλισμού

Η αντοχή σε πρόσφυση εξαρτάται από το σχήμα του οπλισμού και την αντοχή του σκυροδέματος, το οποίο περιλαμβάνει την ποιότητα του ΕΑ και του τσιμεντοπολτού [26]. Μικρή εφελκυστική αντοχή μπορεί να συμβάλλει σε μείωση της αντοχής πρόσφυσης [22]. Εξ' άλλου, το ΕΣ θεωρείται πιο εύθραυστο απ' το ΣΠΣ το οποίο ενδεχομένως να αυξάνει το ρίσκο εφελκυστικών ρωγμών και αποκολλήσεων του σκυροδέματος επικάλυψης [39].

Σε πειράματα εξόλκευσης, η αντοχή σε πρόσφυση του ΕΣ είναι πάντα μικρότερη από αυτή του ΣΠΣ της ίδιας εφελκυστικής αντοχής. Όμως, η συμπεριφορά του τόσο στη ρηγματώση όσο και στην εφελκυστική δυσκαμψία⁷ είναι παρόμοια του ΣΠΣ [38]. Η αντοχή σε πρόσφυση για οπλισμούς διαμέτρου 12, 16 και 20 mm βρέθηκε μειωμένη κατά 15% σε σχέση με αυτή του ΣΠΣ [35].

Το συμπέρασμα των πειραμάτων που είχε αναλάβει ο Thorenfeldt [28] ήταν ότι η ασφάλεια των ενώσεων οπλισμού με επικάλυψη διαμέτρου 25 mm ήταν επαρκής. Όμως, η διαπιστωμένη μείωση της μέσης τάσης πρόσφυσης στην αστοχία με την αύξηση του μήκους επικάλυψης συνδέεται με μια πιο απότομη αστοχία στην ένωση. Πειράματα σε κλίμακα πραγματικών φορέων που αναφέρονται στο φαινόμενο περιγράφονται από τους Munkeby et al [41]. Σύμφωνα με τους Weigler et al [26], η αύξηση της διαμέτρου του οπλισμού συνεπάγεται αύξηση της επιρροής του τύπου του αδρανούς. Οι περισσότεροι κανονισμοί περιορίζουν τη διάμετρο των ράβδων οπλισμού και τον αριθμό τους σε δέσμη.

2.5.7 Μέτρο Ελαστικότητας και Σχέση Τάσης – Παραμόρφωσης

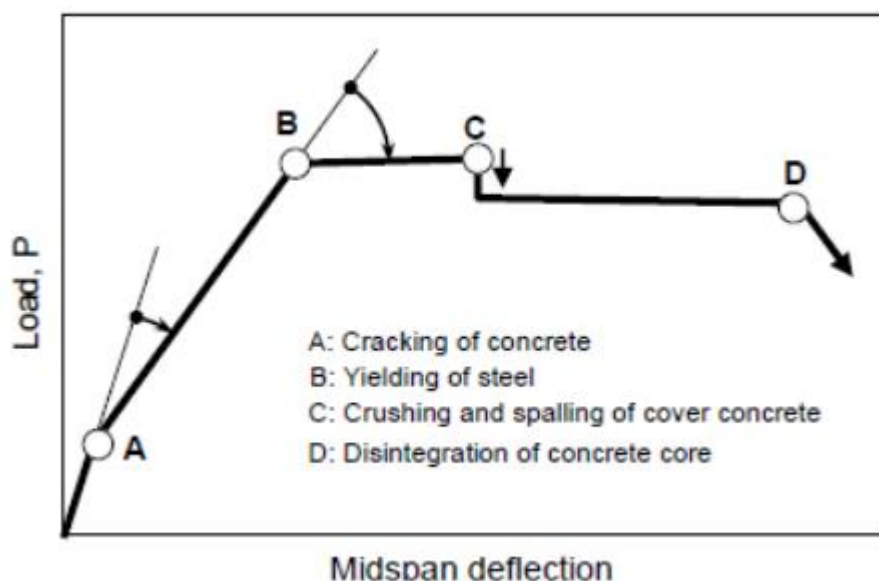
Το μέτρο ελαστικότητας εξαρτάται από τα μέτρα ελαστικότητας των επιμέρους συστατικών του μείγματος, την αναλογία μεταξύ τους και το δεσμό μεταξύ αδρανούς και τσιμεντοπολτού. Καθώς το ποσοστό του αδρανούς στο ΕΣ είναι μεγάλο και σε συνδυασμό με το μικρό μέτρο ελαστικότητας των περισσότερων ΕΑ, το ΕΣ έχει συνήθως μικρότερο μέτρο σε σύγκριση με το ΣΠΣ (Zhang et al, 1995). Το μέτρο

⁷ Εφελκυστική δυσκαμψία: tension stiffening, το φαινόμενο κατά το οποίο αυξάνεται η δυσκαμψία ενός ρηγματωμένου μέλους λόγω ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων στο σκυρόδεμα μεταξύ των ρωγμών: 40. *Newton* *Excel* *Bach* *Blog*. [Link: http://newtonexcelbach.wordpress.com/2010/03/12/tension-stiffening/](http://newtonexcelbach.wordpress.com/2010/03/12/tension-stiffening/).

ελαστικότητας ΕΣ με χονδρόκοκκα και λεπτόκοκκα ΕΑ θα είναι μικρότερο από ένα ΕΣ με χονδρόκοκκα ΕΑ αλλά φυσικά λεπτόκοκκα αδρανή [24].

Σύμφωνα με τον Smerglass [14], για υψηλής αντοχής LC60 με LC90 και αναλογία νερού 0.32 με 0.43, το μέτρο ελαστικότητας είναι μειωμένο κατά 20 με 30% συγκριτικά με ΣΠΣ. Ακόμα και με μείωση της αναλογίας νερού δεν παρατηρείται μεταβολή στο μέτρο ελαστικότητας. Φαίνεται να υπάρχει καλή συσχέτιση μεταξύ μέτρου ελαστικότητας και θλιπτικής αντοχής [36]. Στο ίδιο συμπέρασμα συμφωνεί και η μελέτη των Curcio et al [34]. Τα πειραματικά δεδομένα οδηγούν στο συμπέρασμα ότι δεν υφίσταται σημαντική επιρροή του τύπου του ΕΑ, εκτός από την επιρροή στην θλιπτική αντοχή.

Η σχέση τάσης – παραμόρφωσης στο ΕΣ γενικά χαρακτηρίζεται από ένα πιο γραμμικό ανοδικό τμήμα, περιορισμένο πλαστικό τμήμα και πιο απότομο καθοδικό κλάδο, σε σχέση με το ΣΠΣ.



Σχήμα 2.9: Σχηματικό διάγραμμα φορτίου-παραμόρφωσης . A: ρηγμάτωση σκυροδέματος, B: Διαρροή χάλυβα οπλισμού, C: θρυμματισμός επιφάνειας σκυροδέματος, D: αποσάθρωση πυρήνα σκυροδέματος [9, 42]

Αυτή η γραμμική και ψαθυρή συμπεριφορά συνήθως γίνεται πιο έντονη με την αύξηση της θλιπτικής αντοχής. Αυτό θα γίνει επίσης φανερό και σε ΕΣ μέσης

αντοχής, αν το ΕΑ μέσης πυκνότητας συνδυαστεί με υψηλής αντοχής τσιμεντοπολτό [28]. Η πιο ψαθυρή σχέση τάσης – παραμόρφωσης για το ΕΣ, που έχει επισημανθεί και από τους Curcio et al [34], μπορεί πιθανώς να αποδοθεί στην μεγαλύτερη συμβατότητα μεταξύ των σωματιδίων του ΕΑ και του τσιμεντοειδούς περιβλήματός του (βλ. αναλυτικά § 2.3.2 «Δομή Ελαφροσκυροδέματος»). Στην περίπτωση του ΣΠΣ, ο σχηματισμός και η διάδοση μικρών μικρορρηγματώσεων, 2-5μm, έχουν ήδη αναγνωριστεί ως η αιτία της αστοχίας του σκυροδέματος και η αξιοπρόσεκτη μη γραμμικότητα των καμπύλων τάσης - παραμόρφωσης, ειδικά κοντά στο μέγιστο δυνατό επίπεδο έντασης. Αν και κάποιες από αυτές τις ασυνέχειες προϋπάρχουν λόγω της συρρίκνωσης του νωπού σκυροδέματος, ο σχηματισμός των μικρορρηγματώσεων οφείλεται κυρίως λόγω των συγκεντρώσεων τάσεων και παραμορφώσεων που οφείλεται στην ασυμβατότητα των μέτρων ελαστικότητας των αδρανών και του τσιμεντοπολτού. Η διαδικασία ρηγμάτωσης στο ΣΠΣ ξεκινά με μια σταθερή φάση αρχικής ρηγμάτωσης και συνεχίζεται με μια σταθερή φάση διάδοσης που ακολουθείται από ασταθή φάση διάδοσης. Στο ΕΣ, η φάση της σταθερής αρχικής ρηγμάτωσης παρατείνεται και το ασταθές στάδιο μειώνεται, κι έτσι η πλήρης διάσπαση συμβαίνει απότομα στο μέγιστο [24]. Σύμφωνα με τον Smeplass [43] η σχεδόν τέλεια γραμμικότητα των διαγραμμάτων τάσης – παραμόρφωσης του ΕΣ μεταφράζεται σε μείωση τόσο της σταθερής φάσης όσο και της ασταθούς φάσης αρχικής ρηγμάτωσης.

Η μικρότερη δυσκαμψία των σωματιδίων των ΕΑ και (συντά) το υψηλό ποσοστό τσιμέντου οδηγούν σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις [24]. Μια μείωση των μεγάλων αυτών παραμορφώσεων συμβαίνει λόγω του μικρότερου ιδίου βάρους και του υψηλότερου λόγου μέτρων ελαστικότητας (E_{Steel}/E_{LC}) το οποίο αυξάνει την ισοδύναμη ροπή αδρανείας της ρηγματωμένης διατομής. Στο προεντεταμένο σκυρόδεμα όμως, δεν υφίστανται αυτές οι ευνοϊκές συνθήκες καθώς η μικρότερη δυσκαμψία οδηγεί σε μεγαλύτερες καμπυλώσεις και μικρότερη ανακούφιση αναμένεται επειδή τα μόνιμα φορτία είναι γενικά μικρότερα [22].

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι η παραμόρφωση τη στιγμή της μέγιστης τάσης για το ΕΣ με ελαφρά άμμο (LC20-LC30) μπορεί να είναι 40% μεγαλύτερη από αυτή του ΣΠΣ με ίση θλιπτική αντοχή [44] (βλ. και § 2.5.2.3 «Μακροχρόνια Φόρτιση»).

2.5.7.1 Μέτρο Ελαστικότητας στους Κανονισμούς

Σύμφωνα με τον κανονισμό **ACI 318-95, Section 8.5.1** το μέτρο ελαστικότητας E_{lcm} του ΕΣ μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$E_{lcm} = w_c^{1.5} \cdot 0.043 \cdot (f_c^{0.5}) \quad (2.2)$$

για τιμές του w_c (ειδικό βάρος σκυροδέματος) μεταξύ 1440 και 2480 kg/m³.

Αντίστοιχα, ο σουηδικός κανονισμός **BBK 94, Section 2.4.4** ορίζει

$$E_{lcm} = E \cdot \frac{\rho}{2400} \quad (2.3)$$

με

E το μέτρο ελαστικότητας του συμβατικού σκυροδέματος ίδιας αντοχής και ρ την πυκνότητα του ΕΣ.

Στην ίδια λογική κινούνται και ο ολλανδικός κανονισμός **CUR - Recommendation 39, Part I Section 6.1.3** και ο **EC2, Section 11.3.2** ορίζοντας αντίστοιχα [1]

$$E_{lcm} = E \cdot \left(\frac{\rho}{2300}\right)^{1.5} \quad (2.4)$$

$$E_{lcm} = E \cdot \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \quad (2.5)$$

2.5.8 Ενέργεια Θραύσης και Πλαστιμότητα

Στην Μηχανική των Θραύσεων, ως ενέργεια θραύσης ορίζεται η ενέργεια που καταναλώνεται για να δημιουργηθεί μια ρωγμή ανά μονάδα επιφάνειας. Στον τομέα αυτό δεν υπάρχουν αρκετές πληροφορίες στην βιβλιογραφία. Ο Hoff (Hoff et al, 1995 [32]) έδειξε ότι το ΤΣΠΣ έχει παρόμοια συμπεριφορά με το ΣΠΣ, όσον αφορά την ενέργεια θραύσης. Παρόμοια, ο Curcio [34] υποδεικνύει ότι η αντίσταση του ΕΣ στη ρηγματώση είναι μόλις μικρότερη από αυτήν του ΣΠΣ αντίστοιχης θλιπτικής αντοχής. Αντίθετα με τους παραπάνω όμως, ο Smeplass [14] κατέληξε στο

συμπέρασμα ότι το ΕΣ έχει μειωμένη ενέργεια θραύσης κατά 50% σε σχέση με το ΣΠΣ αντίστοιχης θλιπτικής αντοχής.

Μια έρευνα επί της πλαστιμότητας των Markeset και Hansen [45] καταλήγει μεταξύ άλλων και στα εξής:

1. Αν και η δομική πλαστιμότητα εξαρτάται κυρίως από τις λεπτομέρειες όπλισης, η ικανότητα της ανακατανομής τοπικών τάσεων είναι σημαντική για τη δομική ακεραιότητα της όπλισης και του σκυροδέματος.
2. Διάφορα μέτρα της ψαθυρότητας (χαρακτηριστικό μήκος, μορφή του φθίνοντα κλάδου της καμπύλης τάσεων - παραμορφώσεων) δείχνουν ότι το ΕΣ είναι σε σημαντικό βαθμό λιγότερο πλάστιμο συγκριτικά με το ΣΠΣ. Παρ' όλα αυτά, τα πειραματικά δεδομένα αποδεικνύουν ότι το οπλισμένο ΕΣ έχει την ικανότητα ανακατανομής τάσεων, ικανότητα που αντιστοιχεί σε υψηλής αντοχής ΣΠΣ.
3. Συγκρίσεις διαφορετικών σκυροδεμάτων αναφορικά με την πλαστιμότητα μπορούν να γίνουν μόνο όταν τα σκυροδέματα αυτά συμπεριφέρονται με παρόμοιο τρόπο κατά την αστοχία τους.
4. Δεν αρκεί να εκτιμήσουμε την πλαστιμότητα στη βάση της επιφάνειας κάτω από τον φθίνοντα κλάδο υπό θλίψη ή εφελκυσμό, μιας και είναι συχνό φαινόμενο το ανώτερο μόνο τμήμα του φθίνοντα κλάδου να αξιοποιείται πριν επιτευχθεί η μέγιστη ικανότητα.
5. Συγκριτικά με το ΣΠΣ, το ΕΣ φαίνεται να έχει έναν φθίνοντα κλάδο με σχετικά υψηλές τάσεις για μικρές επαυξήσεις στην παραμόρφωση πέραν της παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στην μέγιστη τάση. Αυτό ίσως να εξηγεί γιατί το ΕΣ σε πολλές περιπτώσεις βρέθηκε να συμπεριφέρεται πιο πλάστιμα από το αναμενόμενο.

2.5.9 Κόπωση

Μια εκτενής έρευνα σχετικά με επαναλαμβανόμενες θλιπτικές φορτίσεις έδειξαν ότι το ΕΣ με πυκνότητα πάνω από 1500 kg/m^3 έχει την ίδια ευαισθησία στην κόπωση όσο και το ΣΠΣ [46] και σε κάποιες περιπτώσεις συμπεριφέρεται ακόμα καλύτερα [47]. Η δυναμική συμπεριφορά όσον αφορά τα καμπτικά χαρακτηριστικά μιας

γέφυρας μεγάλων ανοιγμάτων, ηλικίας 31 ετών, επαλήθευσε τα παραπάνω, δηλαδή η συμπεριφορά ήταν ίδια και στις περισσότερες περιπτώσεις ακόμα καλύτερη από το ΣΠΣ [48]. Μια εκδοχή της αιτίας αυτής της βελτιωμένης συμπεριφοράς είναι η μεγαλύτερη ελαστική συμβατότητα στο ΕΣ μεταξύ των σωματιδίων των ΕΑ και του τσιμεντοειδούς περιβλήματος (βλ. και 2.3.2 «Δομή Ελαφροσκυροδέματος»).

2.5.10 Χρονικά Μεταβαλλόμενη Παραμορφωσιακή Συμπεριφορά

Η παραμορφωσιακή συμπεριφορά του σκυροδέματος αποτελείται από τις στιγμιαίες, ελαστικές παραμορφώσεις και από τις παραμορφώσεις που εξελίσσονται με το χρόνο. Οι τελευταίες περιλαμβάνουν τον ερπυσμό και τη συστολή ξήρανσης.

2.5.10.1 Ερπυσμός

2.5.10.1.1 Γενικά

Ο ερπυσμός ορίζεται με το συντελεστή ερπυσμού $\varphi(t, \tau)$:

$$\varphi(t, \tau) = \frac{\varepsilon_{cr}(t)}{\varepsilon_{el}(t)} \quad (2.6)$$

Όπου

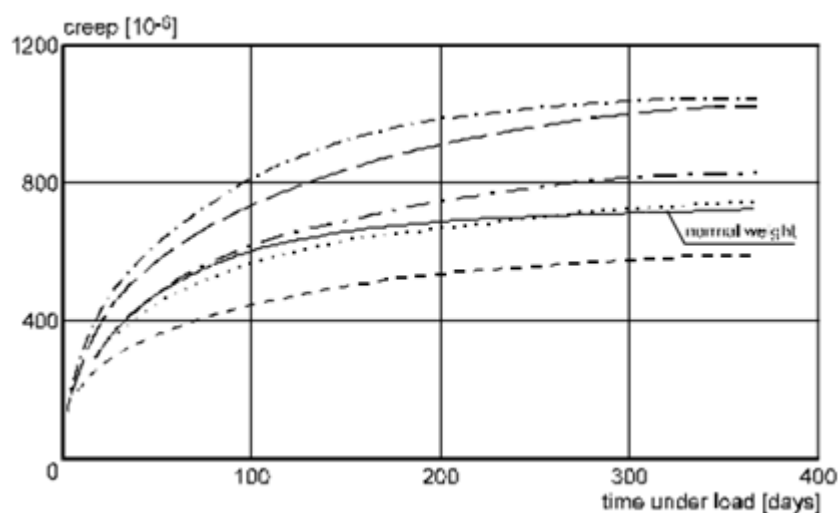
$\varepsilon_{cr}(t)$ χρονικά εξαρτώμενη παραμόρφωση μετρούμενη σε περίοδο $(t-\tau)$

$\varepsilon_{el}(t)$ ελαστική παραμόρφωση τη στιγμή της επιβολής του φορτίου

Η μελέτη της συμπεριφοράς του ΕΣ σε ερπυσμό με σημείο αναφοράς τον συντελεστή φ και η σύγκρισή του με τον αντίστοιχο του ΣΠΣ, μπορεί να οδηγήσει σε σύγχυση. Ο λόγος είναι ότι οι ελαστικές παραμορφώσεις του ΕΣ είναι γενικά μεγαλύτερες από αυτές του ΣΠΣ της ίδιας αντοχής. Έτσι, ίδια ερπυστική παραμόρφωση για ένα ΕΣ κι ένα ΣΠΣ θα οδηγήσει σε μικρό φ για το ΕΣ και συγκριτικά μεγαλύτερο για το ΣΠΣ, ενώ η συνολική μετακίνηση στο ΕΣ μπορεί να ξεπεράσει αυτήν του ΣΠΣ [49].

Στο Σχήμα 2.10 φαίνονται τα αποτελέσματα της πειραματικής εργασίας του Shideler (1957) [50] όπου συγκρίνεται ο ερπυσμός ΕΣ που έγιναν με διάφορα είδη ΕΑ με τον ερπυσμό του ΣΠΣ. Ένα συμπέρασμα από αυτό το διάγραμμα είναι ότι ο ερπυσμός στο ΕΣ μοιάζει να αναπτύσσεται γρηγορότερα σε μεγαλύτερες ηλικίες από ότι το ΣΠΣ. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί στην μεταφορά των τάσεων από την τσιμεντόπαστα στο ΕΑ. Πιο συγκεκριμένα, με δεδομένο ότι η τσιμεντόπαστα θεωρείται ότι είναι

υπεύθυνη για τις ερπυστικές παραμορφώσεις, όσο ο ερπυσμός αναπτύσσεται, η τάση μεταβιβάζεται σταδιακά από την τσιμεντόπαστα στα αδρανή. Όσο πιο σκληρό είναι το αδρανές, τόσο μεγαλύτερη τάση κι έτσι η τάση στην τσιμεντόπαστα θα μικραίνει. Κατά συνέπεια, οι ερπυστικές παραμορφώσεις που οφείλονται στην τελευταία θα μειώνονται. Επειδή στο ΕΣ τα ΕΑ έχουν κατά κανόνα μικρό μέτρο ελαστικότητας, η τάση στη τσιμεντόπαστα θα παραμένει υψηλή κι έτσι σε μεγάλες ηλικίες η ερπυστική παραμόρφωση θα είναι μεγαλύτερη από αυτήν του ΣΠΣ [49]. Επίσης οι Short et al (1963) επισημαίνουν ότι ο ερπυσμός είναι σταθερά μεγαλύτερος για το ΕΣ συγκριτικά με το ΣΠΣ, με μια αύξηση 20 με 60% να είναι συνήθως αναμενόμενη. Η μέγιστη παραμόρφωση μεγαλώνει όσο μικραίνει η αντοχή του ΕΣ. Ο Richard (1964), τέλος, έπειτα από μετρήσεις σε 21 ΕΣ και 6 ΣΠΣ, καταλήγει ότι μετά από ένα χρόνο, ο ερπυσμός είναι γενικά 20% μεγαλύτερος στο ΕΣ απ' ότι στο ΣΠΣ.



Σχήμα 2.10: Ερπυσμός σκυροδεμάτων με διαφορετικά ελαφροαδρανή. Ηλικία τη στιγμή της φόρτισης $\tau = 7$ d, τάση $\sigma = 4.1$ MPa, αντοχή 11.2-15.6 MPa [50]

2.5.10.1.2 Επιρροή του Μέτρου Ελαστικότητας του Ελαφροαδρανούς

Ο ερπυσμός εξαρτάται κυρίως από την τσιμεντόπαστα. Έχει αναφερθεί ακόμα για την ίδια τσιμεντόπαστα ο ερπυσμός είναι ίδιος τόσο για το ΕΣ όσο και για το ΣΠΣ [8]. Επίσης, ο Kordina (1960) αναφέρει ότι η τελική τιμή του ερπυσμού του ΕΣ είναι ανεξάρτητη του μέτρου ελαστικότητας του ΕΑ [49, 51]. Το τελευταίο όμως δεν είναι

επιβεβαιωμένο από όλα τα πειραματικά δεδομένα, τα οποία δείχνουν ότι υπάρχει συσχέτιση μεταξύ μέτρου ελαστικότητας του ΕΑ και ερπυσμού. Πρώτα απ' όλα, μερικά ΕΑ παρουσιάζουν ερπυσμό [51]. Η θεωρητική ανάλυση της σχέσης μεταξύ μέτρου ελαστικότητας του ΕΑ και ερπυσμού έγινε από τους Neville et al (1982) [49]. Ο Neville προσεγγίζει το ζήτημα θεωρώντας το σκυρόδεμα ως αποτέλεσμα δύο φάσεων – υλικών. Έτσι, στη βάση της μεταφοράς των τάσεων από την τσιμεντόπαστα στα αδρανή (βλ. και § 2.3.2) συμπεραίνεται ότι ο ερπυσμός αυξάνεται όσο το μέτρο ελαστικότητας του αδρανούς μειώνεται.

Στον CEB/FIP ο συντελεστής ερπυσμού για το ΕΣ είναι αυξημένος κατά 10 με 30% και ορίζεται ως εξής:

$$f_{LWAC} = 1.2 \cdot \frac{E_{NDC}}{E_{LWAC}} \cdot f_{NDC} \quad (2.7)$$

με E_{NDC} και E_{LWAC} τα μέτρα ελαστικότητας του ΣΠΣ και του ΕΣ αντίστοιχα.

2.5.10.1.3 Ηλικία τη Στιγμή της Φόρτισης

Η επιρροή της ηλικίας του ΕΣ τη στιγμή της φόρτισης μελετήθηκε από τους Porbst et al (1980) [3]. Χρησιμοποιήθηκαν τρία διαφορετικά ΕΑ. Η συντήρηση έγινε με τον ίδιο τρόπο: τις 7 πρώτες ημέρες 100% RH και στη συνέχεια 65% RH. Η θερμοκρασία ήταν 20° C, η ηλικία κατά τη φόρτιση 3 και 28 ημέρες και η τάση ήταν στο 33% της θλιπτικής αντοχής. Η τελική ερπυστική παραμόρφωση για αυτά τα ΕΣ κυμαινόταν από 1.16 ως 1.63. Οι παρεκκλίσεις αυτές οφείλονταν κυρίως στη διαφορετική ηλικία φόρτισης.

2.5.10.2 Συστολή Ξήρανσης

2.5.10.2.1 Γενικά

Στο ΣΠΣ η μεταφορά υγρασίας καθορίζεται κυρίως από τη διαπερατότητα της τσιμεντόπαστας. Στο ΕΣ η πορώδης δομή του ΕΑ μπορεί να συμβάλλει στη διαπερατότητα του ΕΣ, το οποίο όμως δεν ισχύει αναγκαστικά σε όλες τις περιπτώσεις. Την ίδια στιγμή, τα κενά στα ΕΑ μπορεί να λειτουργήσουν ως

«αποθήκες» που περιέχουν νερό, η παρουσία των οποίων μπορεί να επηρεάσει τη μεταφορά νερού εντός του ΕΣ.

Για να επιτευχθεί ίδια αντοχή με ένα ΣΠΣ, στο ΕΣ είναι αναγκαία η αύξηση του ποσοστού της τσιμεντόπαστας αφού τα ΕΑ γενικά έχουν μικρότερες αντοχές από τα συνήθους πυκνότητας αδρανή. Επειδή όμως ο τσιμεντοπολτός είναι κατά κύριο λόγο υπεύθυνος για την συστολή ξηράνσεως του σκυροδέματος, τα ΕΣ θα έχουν μεγαλύτερη συστολή ξηράνσεως από ότι τα ΣΠΣ ίδιας αντοχής.

2.5.10.2.2 Έρευνα Στοιχείων στη Συστολή Ξήρανσης

Η συστολή ξήρανσης ενός ΕΣ μετρήθηκε σε 0.4 ως 1‰, το οποίο σημαίνει 1 με 1.5 φορά μεγαλύτερη από τη συστολή ξήρανσης του ΣΠΣ [8]. Αντίστοιχα, για ΕΣ αντοχής 30 ως 50 MPa, στους 20° C και 65% RH, η τελική συστολή ξήρανσης μετρήθηκε σε 0.5-0.6‰ [52]. Σύμφωνα με τους Hofmann et al (1983a), η διαφορά που παρατηρείται είναι της τάξης του 30% [53]. Ακόμα, σύμφωνα με βιβλιογραφική έρευνα των Theissing et al (1971) η συστολή ξήρανσης είναι συνήθως μεγαλύτερη για το ΕΣ, ειδικά για μικρότερες αντοχές [54]. Για ΕΣ με θλιπτική αντοχή 21 MPa, η συστολή ξήρανσης ήταν 35% υψηλότερη απ' ότι στο ΣΠΣ.

Πρέπει όμως να σημειωθεί ότι οι τιμές αυτές είναι ενδεικτικές και εξαρτώνται από τον τρόπο με τον οποίο έγινε η συντήρηση και από το μέγεθος των δοκιμίων στα οποία πραγματοποιήθηκαν οι μετρήσεις.

2.5.10.2.3 Επιρροή του Μέτρου Ελαστικότητας του ΕΑ

Η επιρροή του μέτρου ελαστικότητας του ΕΑ είναι παρόμοια με την επιρροή του στον ερπυσμό (βλ. § 2.5.10.1.2). Όσο πιο δύσκαμπτο είναι το ΕΑ, τόσο παρεμποδίζεται η συρρίκνωση του τσιμεντοπολτού άρα η συστολή ξήρανσης θα είναι μικρότερη [8]. Παράλληλα, λόγω της μεγαλύτερης συστολής ξήρανσης στο ΕΣ, έχει παρατηρηθεί το πλεονέκτημα ότι οι τάσεις στον τσιμεντοπολτό είναι μικρότερες επειδή αυτός βρίσκεται σε μικρότερο περιορισμό. Αυτό είναι θετικό όσον αφορά την ευαισθησία του ΕΣ στη μικρορηγμάτωση.

Σύμφωνα με τον Richards (1964) η συστολή ξήρανσης είναι αντιστρόφως ανάλογη του μέτρου ελαστικότητας του ΕΣ. Επίσης, παρατήρησε ότι η συστολή ξήρανσης αναπτύσσεται σχεδόν γραμμικά με τον ερπυσμό.

2.5.11 Αντοχή σε Διάβρωση

Η εμπειρία δείχνει ότι το ΕΣ μπορεί να προστατεύσει επαρκώς τους οπλισμούς από τη διάβρωση, με προϋπόθεση ότι οι ελάχιστες επικαλύψεις τηρούνται. Η αντίσταση του ΕΣ στα χημικά είναι τουλάχιστον όσο καλή όσο στο ΣΠΣ. Το βάθος εισβολής ιόντων χλωριδίων δεν διαφέρει σημαντικά από το ΣΠΣ [36], ενώ και η αντίσταση του ΕΣ στην εισβολή θεικών ιόντων είναι ικανοποιητική [34].

2.5.12 Αντοχή στο Χρόνο

Επιστημονικά εγχειρίδια πάνω στο ΕΣ αναφέρουν ότι η αντοχή στο χρόνο (durability) του ΕΣ είναι ίδια ή και ακόμα μεγαλύτερη από αυτή του ΣΠΣ ίδιας θλιπτικής αντοχής. Λόγοι που συνεισφέρουν στο παραπάνω είναι [55]:

1. Τα ΕΑ έχουν μικρότερο ενεργό λόγο νερού/τσιμέντου (λόγω της απορρόφησης νερού) και πιο ομοιογενή επιφανειακή ζώνη τσιμεντοπολτού / σωματιδίων του ΕΑ.
2. Η μεταφορά νερού στο ΕΑ λόγω τριχοειδούς απορρόφησης παρεμποδίζεται λόγω της μικρής ποσότητας νερού στον περιβάλλοντα τσιμεντοπολτό.
3. Ο βαθμός του κορεσμού στο ΕΑ είναι συνήθως μικρός, το οποίο συνεπάγεται σε μικρή πιθανότητα βλαβών λόγω παγετού και μικρή διάχυση ιόντων χλωριδίων στα ΕΑ.

2.5.13 Θερμομόνωση και Πυρασφάλεια

Λόγω της πορώδους δομής των ΕΑ, στοιχείο που τους προσδίδει και το χαρακτηριστικά μικρότερό τους βάρος, μειώνεται σημαντικά ο ρυθμός μεταφοράς θερμότητας διαμέσου του, συγκριτικά με τα πιο συμπαγή αδρανή του ΣΠΣ. Έτσι, μειώνεται η θερμική αγωγιμότητα του ΕΣ. Ακόμα, το ΕΣ χαρακτηρίζεται από μικρότερο συντελεστή θερμικής διαστολής.

Το δομικό ΕΣ επίσης γενικά επιδεικνύει μεγαλύτερη αντίσταση στην πυρκαγιά συγκριτικά με το δομικό ΣΠΣ [56]. Η ιδιότητα αυτή οφείλεται στο συνδυασμό των

εξής στοιχείων: μικρότερη θερμική αγωγιμότητα (άρα μικρότερη άνοδος της θερμοκρασίας στην εκτεθειμένη επιφάνειά του), μικρότερος συντελεστής θερμικής διαστολής (που οδηγεί σε μικρότερες τάσεις λόγω περιορισμού της ελευθερίας κίνησης) και το έμφυτο χαρακτηριστικό των ΕΑ, που παρουσιάζουν μεγαλύτερη θερμική σταθερότητα, επειδή έχουν ήδη εκτεθεί σε υψηλές θερμοκρασίες κατά τη φυσική ή τεχνητή τους επεξεργασία.

2.6 Κανονιστικό Πλαίσιο

2.6.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι κυριότερες ειδικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 (EC2) για το ΕΣ, οι οποίες και θα ακολουθηθούν στην εργασία αυτή.

2.6.2 Πυκνότητα [EC2, § 11.3.1 (1)]

Στο EN 206-01 το ΕΣ κατηγοριοποιείται ανάλογα με την πυκνότητά του σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.2). Εναλλακτικά, μπορεί να ορίζεται η πυκνότητα με μια επιθυμητή τιμή.

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
Πυκνότητα Σχεδιασμού	Άοπλο σκυρόδεμα	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Οπλισμένο σκυρόδεμα	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες πυκνότητας και αντίστοιχες πυκνότητες σχεδιασμού του ελαφροσκυροδέματος σύμφωνα με το EN 206-01 [EC2, Πίνακας 11.1]

2.6.3 Εφελκυστική Αντοχή [EC2, § 11.3.1 (3)]

Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν διαθέσιμα ακριβέστερα δεδομένα, η εφελκυστική αντοχή f_{ct} πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή

$$\eta_1 = 0.40 + 0.60 \frac{\rho}{2200} \quad (2.8)$$

όπου

ρ το άνω όριο της πυκνότητας για την αντίστοιχη κατηγορία (Πίνακας 2.2).

2.6.4 Μέτρο Ελαστικότητας [EC2, § 11.3.2 (1)]

Μια εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας E_{lcm} του ΕΣ μπορεί να εξαχθεί από τον πολλαπλασιασμό του E_{cm} του πίνακα 3.2 του EC2 με τον συντελεστή

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (2.9)$$

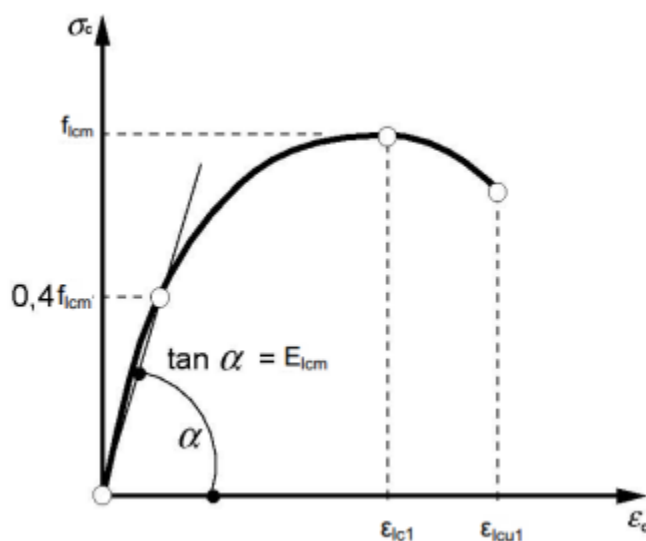
με

ρ το άνω όριο της πυκνότητας για την αντίστοιχη κατηγορία (Πίνακας 2.2).

Στον κανονισμό αναφέρεται επίσης ότι όταν οι βυθίσεις θεωρούνται πολύ σημαντικές για το έργο, πρέπει να εκτελούνται πειραματικές δοκιμές.

2.6.5 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων $\sigma - \varepsilon$ [EC2, Πίνακας 11.3.1, Σχήμα 3.2 και § 11.3.6]

Για μη γραμμική ή πλαστική ανάλυση ή για τον υπολογισμό μεγεθών δευτέρας τάξεως, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω διάγραμμα που ισχύει και για το ΣΠΣ, με τις εξής διαφοροποιήσεις:



Σχήμα 2.11: Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης για το ελαφροσκυρόδεμα, σύμφωνα με τον EC2

το οποίο περιγράφεται από τη σχέση

$$\frac{\sigma_c}{f_{lcm}} = \frac{(k \eta - \eta^2)}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (2.10)$$

όπου:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{lc1}$$

ε_{lc1} παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην κορυφή της τάσης και ισούται με

$$\varepsilon_{lc1} = \frac{k \cdot f_{lcm}}{E_{cm} \cdot \eta_E} \text{ με } k = 1.1 \text{ για ΕΣ με άμμο}$$

k συντελεστής (διαφέρει από τον k που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του ε_{lc1}), με $k = 1.05 E_{lcm} \cdot |\varepsilon_{lc1}| / f_{lcm}$

$$f_{lcm} \text{ για } f_{lck} \geq 20 \text{ MPa, } f_{lcm} = f_{lck} + 8 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon_{lcu1} = \varepsilon_{lc1}$$

Συνοψίζοντας, οι διαφορές του ΕΣ σε σχέση με το ΣΠΣ αναφορικά με τη σχέση σ - ε είναι ότι το ε_{lc1} προκύπτει από την παραπάνω σχέση και το ε_{lcu1} ισούται με το ε_{lc1} , δηλαδή δεν υπάρχει φθίνοντας κλάδος στο διάγραμμα $\sigma - \varepsilon$. Το τελευταίο χαρακτηριστικό οφείλεται στη μεγαλύτερη ψαθυρότητα του ΕΣ.

Η τιμή του ορίου παραμόρφωσης του θλιβόμενου ΕΣ υπό κάμψη ε_{lcu2} ισούται με $3.5 \cdot \eta_1$, για ΕΣ με χαρακτηριστική αντοχή $f_{lck} < 50 \text{ MPa}$ (ο η_1 ορίζεται στο 2.6.9).

2.6.6 Περισφιγμένο Ελαφροσκυρόδεμα [EC2, § 11.3.7]

Σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμα περισσότερα δεδομένα, η αυξημένη χαρακτηριστική αντοχή που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το ΕΣ είναι η εξής:

$$f_{lck,c} = f_{lck} \left(1 + \frac{k \sigma_2}{f_{lck}} \right) \quad (2.11)$$

Όπου

k 1.1 για ΕΣ με κοινή άμμο ως λεπτό αδρανές

1.0 για ΕΣ με ελαφρά τόσο τα λεπτά όσο και τα χονδρά αδρανή

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} \left(\frac{f_{lck,c}}{f_{lck}} \right)^2 \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0.2 \frac{\sigma_2}{f_{lck}} \quad (2.13)$$

όπου τα ϵ_{lc2} και ϵ_{lcu2} ορίζονται στο § 2.6.5.

2.6.7 Συντελεστής Θερμικής Διαστολής [EC2 11.3.2 (2)]

Ο συντελεστής θερμικής διαστολής του ΕΣ κυμαίνεται από $4 * 10^{-6}$ ως $8 * 10^{-6}$, αναλόγως του ΕΑ. Για τον σχεδιασμό, όταν η θερμική διαστολή δεν είναι μεγάλης σημασίας, ο συντελεστής μπορεί να λαμβάνεται $8 * 10^{-6}$. Επίσης, δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπ' όψιν στο σχεδιασμό οι διαφορές μεταξύ των συντελεστών θερμικής διαστολής ΕΣ και χάλυβα.

2.6.8 Ερπυσμός και Συστολή Ξήρανσης [EC2 11.3.3 (1), (2)]

2.6.8.1 Συντελεστής Ερπυσμού [EC2 11.3.3 (1)]

Ο συντελεστής ερπυσμού μπορεί να λαμβάνεται ίσος με αυτόν για ΣΠΣ πολλαπλασιασμένο με τον συντελεστή $(\rho/2200)^2$. Οι ερπυστικές παραμορφώσεις που προκύπτουν πρέπει να πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή η_2 :

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

2.6.8.2 Συστολή Ξήρανσης [EC2 11.3.3 (2)]

Οι τιμές των παραμορφώσεων λόγω συστολής ξήρανσης μπορούν να υπολογίζονται όπως στο ΣΠΣ και στη συνέχεια να πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή η_3 :

$$\begin{aligned}\eta_3 &= 1.5 \text{ για } f_{lck} \leq LC16/20 \\ &= 1.2 \text{ για } f_{lck} \geq LC20/25\end{aligned}$$

Οι παραπάνω τιμές αναφέρονται στην αυτογενή παραμόρφωση – συρρίκνωση για ΕΣ στα οποία δεν είναι δυνατή η μεταφορά νερού στη ξηραίνόμενη μικροδομή του τσιμεντοπολτού. Επιπρόσθετα, προβλέπεται σημαντική μείωση των τιμών της συστολής ξήρανσης σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν ΕΑ κορεσμένα ή μερικώς κορεσμένα [EC2 11.3.3 (3)].

2.6.9 Διατμητική Αντοχή [EC2 § 11.6.1]

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα, χωρίς σπλισμό διάτμησης είναι:

$$V_{IRD,c} = \left[C_{IRD,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (2.14)$$

$$\geq (v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Όπου

$$\eta_1 = 0.40 + 0.6\rho/2200$$

σ_{cp} η μέση θλιπτική τάση στη διατομή λόγω της αξονικής δύναμης και της προέντασης

$$C_{IRD,c} = 0.15/\gamma_c$$

$$v_{l,min} = 0.0030 k^{\frac{3}{2}} f_{lck}^{\frac{1}{2}}$$

$$k_1 = 0.15$$

Οι τιμές $C_{IRD,c}$, $v_{l,min}$, k_1 , ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα, με το ελληνικό να χρησιμοποιεί τις συνιστώμενες τιμές του EC2.

Ο μειωτικός συντελεστής για την αντοχή σε συντριβή των θλιπτήρων του ΕΣ είναι ο v_1 και ισούται με

$$v_1 = 0.5 \cdot \eta_1 \left(1 - \frac{f_{lck}}{250} \right) \quad (2.15)$$

ενώ για το ΣΠΣ ο v_1 (= v για την αντοχή σε συντριβή θλιπτήρων) ισούται με

$$v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (2.16)$$

με f_{lck} και f_{ck} σε ΜΡα.

Η διαφοράς με το ΣΠΣ όσον αφορά τη διατμητική αντοχή οι εξής:

1. Ο $C_{IRD,c}$ ισούται με $0.15/\gamma_c$, μικρότερος από τον $C_{RD,c} = 0.18/\gamma_c$.
2. Ο $v_{l,min}$ ισούται με $0.0030 k^{\frac{3}{2}} f_{lck}^{\frac{1}{2}}$ ενώ ο v_{min} με $0.0035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$.
3. Ο συντελεστής v_1 είναι μειωμένος για το ΕΣ.
4. Η μείωση του v_1 μειώνει αναλογικά και την διατμητική αντοχή σε συντριβή των λοξών θλιπτήρων, $V_{Rd,max}$ (EC2 Εξ. 6.9):

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (2.17)$$

2.6.10 Στρέψη

Ο συντελεστής ν αντικαθίσταται από τον συντελεστή ν_1 (Εξίσωση (2.15)).

2.6.11 Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου [EC2 11.9 (1)]

Ο EC2 περιορίζει τη μέγιστη διάμετρο οπλισμού που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ΕΣ, στα 32 mm.

2.6.12 Επιτρεπόμενες Διάμετροι Τυμπάνου για Καμπυλούμενες Ράβδους [EC2 § 11.8.1]

Οι τιμές που αντιστοιχούν στο ΣΠΣ πρέπει να αυξάνονται κατά 50% για το ΕΣ.

2.6.13 Δέσμες Ράβδων [EC2 11.9 (1)]

Οι δέσμες ράβδων δεν πρέπει να αποτελούνται από περισσότερες από 2 ράβδους και η ισοδύναμη διάμετρος δεν πρέπει να ξεπερνά τα 45 mm.

2.6.14 Επικάλυψη Σκυροδέματος [EC2 11.4.2 (1)]

Οι τιμές της ελάχιστης επικάλυσης του Πιν. 4.2 του EC2 που ισχύουν για το ΣΠΣ πρέπει να αυξάνονται κατά 5 mm.

2.6.15 Διαθέσιμη Ικανότητα Στροφής [EC2 § 11.5.1]

Για το ΕΣ, η τιμή του θ_{pl} πρέπει να μειωθεί κατά το συντελεστή $\epsilon_{cu2}/\epsilon_{cu1}$.

2.6.16 Κόπωση [EC2 11.6.6 (1)]

Για τον έλεγχο έναντι κοπώσεως δομικών στοιχείων από ΕΣ, χρειάζεται ειδική θεώρηση. Πρέπει να γίνεται αναφορά σε αντίστοιχο Ευρωπαϊκό Τεχνικό Πιστοποιητικό.

2.7 Συμπεράσματα Βιβλιογραφικής Διερεύνησης

Το ΕΣ παρουσιάζει πολύ ενδιαφέροντα χαρακτηριστικά ως δομικό υλικό κατασκευών. Το μικρότερό του βάρος μπορεί να οδηγήσει στο σχεδιασμό κατασκευών με πολύ μικρότερα μόνιμα φορτία, μιας και, ειδικά σε συνήθεις κατασκευές όπως οικίες, μεγάλο ποσοστό της φόρτισης που πρέπει να αναληφθεί από τον φέροντα οργανισμό οφείλεται στο ίδιο βάρος του. Παράλληλα, το μειωμένο βάρος θα συνεισφέρει σε μικρότερες διατομές των δομικών στοιχείων, θα επιτευχθεί οικονομικότητα στη χρήση χάλυβα αλλά και μικρότερα εργατικά και μεταφορικά κόστη. Σημαντική είναι επίσης και η επιρροή του ΕΣ στη θεμελίωση: το μικρότερο

συνολικό βάρος της κατασκευής επιτρέπει θεμελίωση σε μαλακά εδάφη αλλά και γενικότερα οικονομικότερες μεθόδους θεμελίωσης (βλ. και § 2.1).

Το μικρότερο βάρος του ΕΣ ευνοεί και την χρησιμοποίηση ΕΣ στην προκατασκευή, λόγω της ευκολότερης μεταφοράς. Η προκατασκευή μπορεί να μειώσει τόσο το κόστος της κατασκευής όσο και την ταχύτητα αποπεράτωσής της.

Αντικείμενο όμως προς διερεύνηση είναι η μεταβολή της ιδιοπεριόδου, μιας και αυτή εξαρτάται από το λόγο της μάζας προς τη δυσκαμψία, μεγέθη που μειώνονται ταυτόχρονα. Η μεταβολή της ιδιοπεριόδου θα καθορίσει σημαντικά την αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, ζήτημα πάνω στο οποίο γίνεται εκτενής ανάλυση στα επόμενα κεφάλαια για τη συγκεκριμένη κατασκευή που πραγματεύεται η παρούσα εργασία.

Πέραν όμως από το μικρό του βάρος, το ΕΣ είναι ένα ενδιαφέρον υλικό γιατί δεν φαίνεται να υπολείπεται σημαντικά από το ΣΠΣ και στα υπόλοιπα χαρακτηριστικά που καθορίζουν την δομική του συμπεριφορά. Όπως έχει ήδη εκτενώς αναλυθεί (§ 2.3.2), το ΕΣ σε μεσοσκοπική κλίμακα μπορεί να θεωρηθεί ομοιογενές, με πολύ καλύτερη συνεργασία μεταξύ τσιμεντοπολτού και ΕΑ και καλύτερη ποιότητα της επιφανειακής τους ζώνης, σε σχέση με το ΣΠΣ. Έτσι, το ΕΣ παρουσιάζει βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά λόγω αυτής της ομοιογένειας.

Μεγάλο πλεονέκτημα είναι και η αυξημένη θερμομονωτική του ικανότητα. Η ιδιότητα του αυτή, μπορεί να μειώσει το κόστος επιπρόσθετης θερμομόνωσης και το περιβαλλοντικό και οικονομικό κόστος θέρμανσης και ψύξης των εσωτερικών χώρων.

Ως απόρροια της μικρής θερμικής αγωγιμότητας, το ΕΣ παρουσιάζει σημαντικά μεγαλύτερη αντίσταση στη πυρκαγιά, σε σχέση με το συμβατικό σκυρόδεμα. Οικονομικότητα επιτυγχάνεται και εδώ, όταν ΕΣ χρησιμοποιείται για τοιχοποιία, με την ελαχιστοποίηση χρήσης επιπρόσθετων επικαλύψεων για βελτίωση της πυροπροστασίας [7] (βλ. και § 2.5.13 «Θερμομόνωση και Πυρασφάλεια»).

Για την παραγωγή ΕΣ μπορούν να χρησιμοποιηθούν και έτσι να αξιοποιηθούν βιομηχανικά παραπροϊόντα, των οποίων η ασφαλής απόθεση αποτελεί συχνά

περιβαλλοντικό και οικονομικό πρόβλημα. Παράλληλα, περιορίζεται η εκσκαφή πετρωμάτων με προορισμό τη χρήση ως αδρανή.

Βασικό όμως μειονέκτημα είναι η μεγαλύτερη ψαθυρότητα του, το οποίο επηρεάζει αρνητικά την αντισεισμική του συμπεριφορά. Η μεγαλύτερη ψαθυρότητα συνδέεται άμεσα με την μικρότερη ικανότητα πλάστιμης συμπεριφοράς, που είναι βασικό ζητούμενο της επιθυμητής αντισεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Παρ' όλα αυτά, η πλαστιμότητα αν και μειωμένη αναφέρεται στη βιβλιογραφία ότι είναι ικανοποιητική, αν και τα δεδομένα δεν αρκούν για ασφαλή συμπεράσματα (βλ. § 2.5.8 «Ενέργεια Θραύσης και Πλαστιμότητα»)

Επίσης, το ΕΣ παρουσιάζει μεγαλύτερες παραμορφώσεις, τόσο στιγμιαίες λόγω του μικρότερου μέτρου ελαστικότητας, όσο και χρονικά μεταβαλλόμενες, δηλαδή συστολής ξηράνσεως και ερπυσμού (βλ. § 2.6.8 «Ερπυσμός και Συστολή Ξήρανσης [EC2 11.3.3 (1), (2)]) αλλά και μεγαλύτερες οριζόντιες σεισμικές μετακινήσεις από ότι το ΣΠΣ.

Πρέπει να επισημανθεί ότι τα χαρακτηριστικά του ΕΣ μπορεί να διαφέρουν από τον «μέσο όρο» που παρουσιάζονται στην παρούσα βιβλιογραφική διερεύνηση, καθώς υπάρχουν ΕΑ με σημαντικά διαφορετικές ιδιότητες μεταξύ τους.

Επομένως, συνολικά για το ΕΣ, κρίνεται εποικοδομητική η διερεύνηση και εξειδίκευση της έρευνας σε συγκεκριμένες κατασκευές, για να είναι δυνατή η πιο συγκεκριμένη αποτίμηση και η εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων προς αξιοποίηση και της εφαρμογής τους σε νέες κατασκευές.

3 Σχεδιασμός Κτιρίου

3.1 Προκαταρτικές Εκτιμήσεις

3.1.1 Φορτία

Μια αρχική εκτίμηση αυτής της μείωσης είναι ο λόγος πυκνοτήτων του ΕΣ και του ΣΠΣ. Για ειδικό βάρος οπλισμένου ΕΣ ίσο με 15 kN/m^3 , που όπως αναφέρεται στο § 2.5.2.5 «Όρια Χαρακτηριστικής Αντοχής», είναι το εφικτό ειδικό βάρος για αντοχή

20 MPa, ο λόγος αυτός είναι $15/25 = 0.60$, δηλαδή μείωση των ιδίων βαρών περίπου κατά 40%.

Μια πιο ακριβής προσέγγιση σε φάση αρχικών εκτιμήσεων μπορεί να περιλαμβάνει και την δυνατή μείωση και των διατομών των δομικών στοιχείων. Οι πλάκες θα έχουν την μεγαλύτερη συνεισφορά στην μείωση αυτή. Για παράδειγμα, θεωρώντας μια μείωση στο πάχος της πλάκας από 18 cm σε 16 cm, η μείωση για το βασικό συνδυασμό $\gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$ θα είναι (για q έστω 2 kN/m^2):

$$1 - \frac{\gamma_g \gamma' h' + \gamma_q q}{\gamma_g \gamma h + \gamma_q q} = 1 - \frac{1.35 \cdot 15 \cdot 0.16 + 1.5 \cdot 2}{1.35 \cdot 25 \cdot 0.18 + 1.5 \cdot 2} = 31\%$$

ενώ για το σεισμικό συνδυασμό $\gamma_g \cdot g + \psi_2 \cdot q$ η μείωση θα είναι

$$1 - \frac{\gamma_g \gamma' h' + \gamma_q q}{\gamma_g \gamma h + \gamma_q q} = 1 - \frac{1 \cdot 15 \cdot 0.16 + 0.3 \cdot 2}{1 \cdot 25 \cdot 0.18 + 0.3 \cdot 2} = 41\%$$

3.1.2 Ιδιοπερίοδος

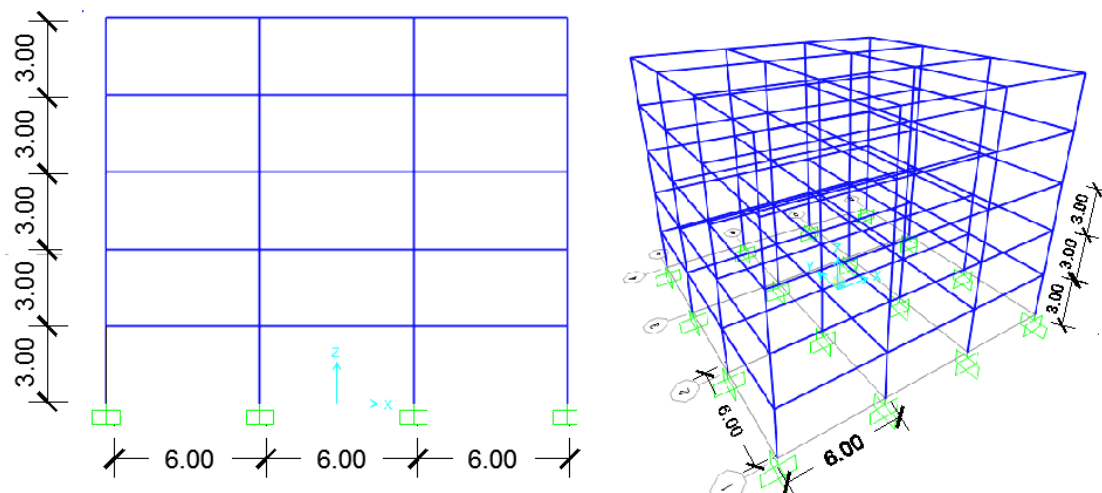
Μια πρώτη εκτίμηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής μπορεί να ληφθεί από τη σχέση $T=2\pi(m/K)^{0.5}$. Όμως τόσο η μάζα m όσο και η δυσκαμψία K μειώνονται, αφού το ΕΣ έχει μικρότερο μέτρο ελαστικότητας αλλά και ροπή αδράνειας επειδή και οι διατομές των υποστυλωμάτων θα μειωθούν. Έτσι δεν μπορούν να εξαχθούν ασφαλή προκαταρκτικά συμπεράσματα για την ιδιοπερίοδο. Η μεταβολή της ιδιοπεριόδου είναι σημαντική καθώς κρίνει την σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού.

3.1.3 Παραμόρφωση

Όπως έχει ήδη αναλυθεί στο § 2.5.10 «Χρονικά Μεταβαλλόμενη Παραμορφωσιακή Συμπεριφορά» αναμένεται αύξηση των φαινομένων ερπυσμού και συστολής ξήρανσης στο ΕΣ. Παράλληλα η μείωση του μέτρου ελαστικότητας αναμένεται να οδηγήσει σε αυξήσεις και στις ελαστικές παραμορφώσεις.

3.2 Παραδοχές

Η ανάλυση θα πραγματοποιηθεί για μια πεντάωροφη κατασκευή με χρήση οικίας. Η κατασκευή θα είναι συμμετρική και ίδια κατά x και y . Το ύψος ορόφου θα είναι 3 μέτρα, θα έχει 3 ανοίγματα 6 μέτρων το καθένα.



Σχήμα 3.1: Γεωμετρικά δεδομένα φορέα

Το προσομοίωμα αυτό θα μελετηθεί τόσο για υλικό κατασκευής ΣΠΣ όσο και για ΕΣ. Για το κτίριο από ΕΣ όμως, θα διερευνηθούν επιπρόσθετα οι μεταβολές διαφόρων μεγεθών καθώς μεταβάλλεται το ειδικό βάρος γ του οπλισμένου σκυροδέματος και το πάχος της πλάκας. Το ειδικό βάρος οπλισμένου ΕΣ γ θα μεταβάλλεται από 13 kN/m^3 μέχρι 18 kN/m^3 και για πάχη πλάκας $h_{\text{πλ}}$ 16, 18, 20 και 22 cm. Επομένως θα κατασκευαστεί ένα προσομοίωμα για καθένα συνδυασμό γ και $h_{\text{πλ}}$.

Μετά από αυτή τη διαδικασία, θα καταλήξουμε στο «βέλτιστο» προσομοίωμα από ΕΣ, επιλέγοντας ένα ζεύγος γ και $h_{\text{πλ}}$, για το οποίο θα ολοκληρωθεί η μελέτη και το οποίο θα συγκριθεί με το αντίστοιχο μοντέλο από ΣΠΣ.

Αποφασίζεται χρήση οικίας επειδή έτσι τόσο ο συντελεστής ψ_2 ($=0.3$) όσο και τα κινητά φορτία (2 kN/m^2) είναι μικρά και επομένως θα είναι μεγαλύτερη η επιρροή της μείωσης του ιδίου βάρους (λόγω ΕΣ) στα συνολικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού $G+\psi_2Q$ αλλά και του συνδυασμού $1.35G+1.5Q$.

Το ΣΠΣ και το ΕΣ θα έχουν αντοχή 20 MPa. Τα υπόλοιπα μηχανικά χαρακτηριστικά θα ληφθούν σύμφωνα με τον EC2.

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι φορτία επικαλύψεων ίσα με 1.5 kN/m^2 για τους 4 πρώτους ορόφους και 2 kN/m^2 για τον 5^ο (οροφή). Για το ΕΣ θεωρείται περιμετρική τοιχοποιία από YTONG πάχους 22.5 cm με φορτία 3.51 kN/m (θεωρώντας ειδικό βάρος YTONG 6 kN/m^3 και ύψος τοιχοπλήρωσης 2.6 m). Για το

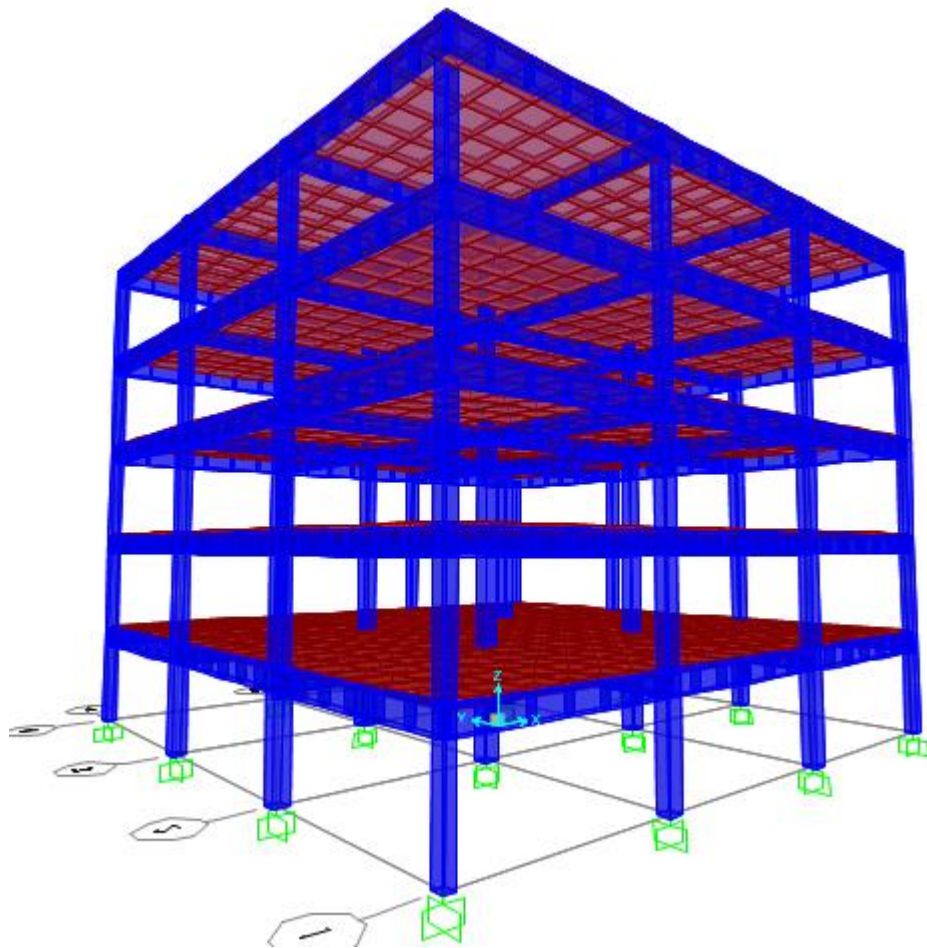
ΣΠΣ θεωρούμε συνήθη διπλή εξωτερική τοιχοποιία, με φορτία 10.5 kN (θεωρώντας ειδικό βάρος τοιχοποιίας 18 kN/m³).

Προσομοίωση του Φορέα

Για την επίλυση του φορέα χρησιμοποιείται το λογισμικό CSi SAP2000. Για το κτίριο χρησιμοποιούνται δυο ειδών προσομοιώματα. Το πρώτο περιλαμβάνει τις πλάκες ως shell στοιχεία ενώ το δεύτερο μόνο τις δοκούς και τα υποστυλώματα με τα φορτία να μεταφέρονται στις δοκούς μέσω του υπολογισμού των εμβαδών επιρροής τους. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται στο Β.2 «Υπολογισμός Φορτίων». Τα προσομοιώματα με τις πλάκες χρησιμοποιούνται μόνο για τον υπολογισμό των ελαστικών παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών των πλακών, ενώ αυτά χωρίς τις πλάκες για όλα τα υπόλοιπα. Και για τα δύο είδη προσομοιωμάτων, οι κόμβοι προσομοιώθηκαν ως απαραμόρφωτοι με την επιλογή του SAP2000 «automatically from connectivity» με rigid factor ίσο με 1.

Προσομοίωμα με shell elements

Οι πλάκες διακριτοποιήθηκαν σε διαστάσεις 50x50x m. Οι δοκοί εισήχθησαν ως ορθογωνικές με insertion point (centroid) $-h/2$ για να προσομοιωθεί η σύνδεση δοκού – πλάκας. Οι δοκοί διακριτοποιήθηκαν έτσι ώστε οι κόμβοι να συμπίπτουν με αυτούς των πλακών. Το SAP2000 από προεπιλογή ενώνει σε αυτή την περίπτωση τους κόμβους για να έχουν κοινές παραμορφώσεις [57].



Σχήμα 3.2: Προσομοίωση πλακών

Προσομοίωμα χωρίς shell elements

Οι δοκοί προσομοιώνονται με διατομή T. Η σύνδεση δοκού – υποστυλώματος γίνεται κεντροβαρικά για να αποφευχθούν φαινόμενα ανάπτυξης αξονικών δυνάμεων στις δοκούς λόγω κατακόρυφων φορτίων (για το φαινόμενο βλ. αναλυτικά «Διερεύνηση της επίδρασης του προσομοιώματος στην ανάλυση κτηρίου Ο/Σ κατά ΕΚ8», Ν. Παπανδρέου, 2014)[58]. Όλα τα σημεία κάθε ορόφου ενώνονται μέσω οριζοντίων διαφραγμάτων, για τον συνυπολογισμό της επίδρασης των πλακών στη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

Επικάλυψη Οπλισμών [EC2 § 4.4.1.1]

Η επικάλυψη c_{nom} ισούται με

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

με

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

και Δc_{dev} μεταξύ 5 mm και 10 mm [EC2 4.4.1.3 (3)]

A. Πλάκες

Για μεμονωμένες ράβδους $c_{min,b} = \Phi = 8 \text{ mm}$. Για κατηγορία XC1, $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, $\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$.

Για ΕΣ αυξάνεται η ελάχιστη επικάλυψη $c_{min,b}$ κατά 5 mm (βλ. § 2.6.14).

Άρα για ΣΠΣ: $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ και για ΕΣ: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$.

B. Δοκοί

$c_{min,b} = \Phi = 18 \text{ mm}$, θεωρώντας ότι η μέγιστη διάμετρος ράβδου που θα χρησιμοποιηθεί είναι 18 mm. Άρα $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ για ΣΠΣ και 35 mm για ΕΣ.

Υπολογισμός Συνεργαζόμενου πλάτους B_{eff}

Σύμφωνα με τον EC2 § 5.3.2.1

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

με

$$b = 0.2 b_i + 0.1 l_0 \quad (3.4)$$

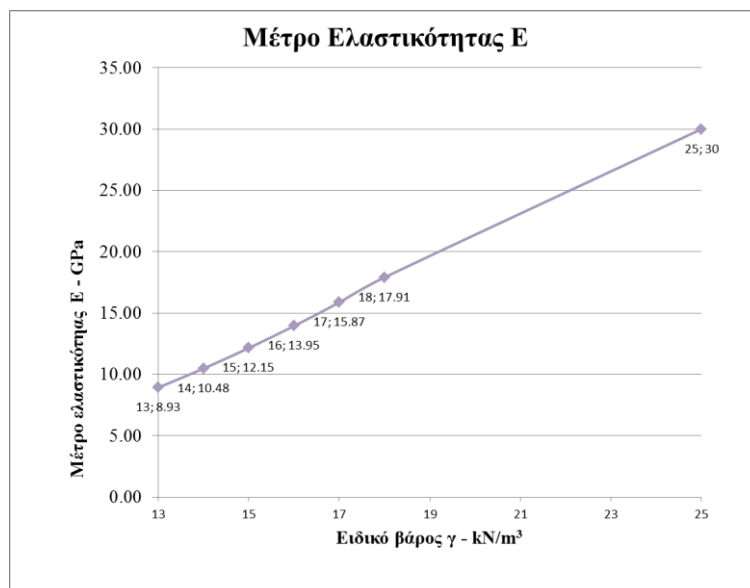
με b_i ίσο με το μισό καθαρό άνοιγμα εγκάρσια της εξεταζόμενης δοκού και l_0 η απόσταση μεταξύ των σημείων μηδενισμού της ροπής.

Προκύπτουν οι εξής τιμές b_{eff} για τις δοκούς Δi με $i=1$ ως 4 (για ορισμό των Δi βλ.

B.2 «Υπολογισμός Φορτίων»): 1.15 m, 2.05 m, 1.00 m, 1.75 m.

Μέτρο Ελαστικότητας

Το μέτρο ελαστικότητας E_{cm} του ΣΠΣ είναι 30 GPa [EC2 Πιν. 3.2] ενώ του ΕΣ είναι $E_{cm} \cdot (\rho/2200)^2$ (βλ. § 2.6.4).

Σχήμα 3.3: Σχέση E με γ

3.3 Έλεγχος Παραμορφώσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Σύμφωνα με τον EC2, § 7.4.1, οι παραμορφώσεις σε πλάκες και δοκούς λόγω των φορτιών της ΟΚΛ δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 1/250 του ανοίγματος, υπό τα οιονεί – μόνιμα φορτία καθώς και οι παραμορφώσεις που μπορεί να προκαλέσουν βλάβες σε μη-φέροντα στοιχεία πρέπει να περιορίζονται στο 1/500 του ανοίγματος. Για τον λόγο αυτό, οι παραμορφώσεις ελέγχονται με το όριο L/250 (με L το άνοιγμα δοκού ή πλάκας) για τις τελικές παραμορφώσεις και με το όριο L/500 για τις παραμορφώσεις που προκαλούνται από τη στιγμή τοποθέτησης της τοιχοποιίας, δηλαδή από τις 60 ημέρες και μετά. Πρακτικά, αυτές ταυτίζονται με την περίπτωση αφαίρεσης των ξυλοτύπων στις 60 ημέρες (βλ. § 3.3.2).

Για πλάκες και δοκούς, $L = 6 \text{ m}$, άρα $L/500 = 12 \text{ mm}$ και $L/250 = 24 \text{ mm}$.

Ορίζονται οι παρακάτω δείκτες των παραμορφώσεων Δ :

i: Αναφέρεται στα τρία σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, βλ. § 3.3.2.

Π1, Π2, Π3, Β1, Β2, Β3: Αναφέρεται στο στοιχείο υπό εξέταση, βλ. αναλυτικά § 3.3.1.

eI, eI+creep, eI+creep+crack: Ο πρώτος αναφέρεται σε ελαστική επίλυση του φορέα, ο δεύτερος σε ελαστική επίλυση συνυπολογίζοντας την ερπυστική παραμόρφωση (βλ. § 3.3.2) κι ο τρίτος όπως και ο δεύτερος, συνυπολογίζοντας επιπρόσθετα την αύξηση της παραμόρφωσης λόγω ρηγμάτωσης του στοιχείου (βλ. § 3.3.3).

G, Q: Αναφέρονται σε επιλύσεις για μόνιμα ή κινητά φορτία, ξεχωριστά (βλ. αναλυτικά § 3.3.1).

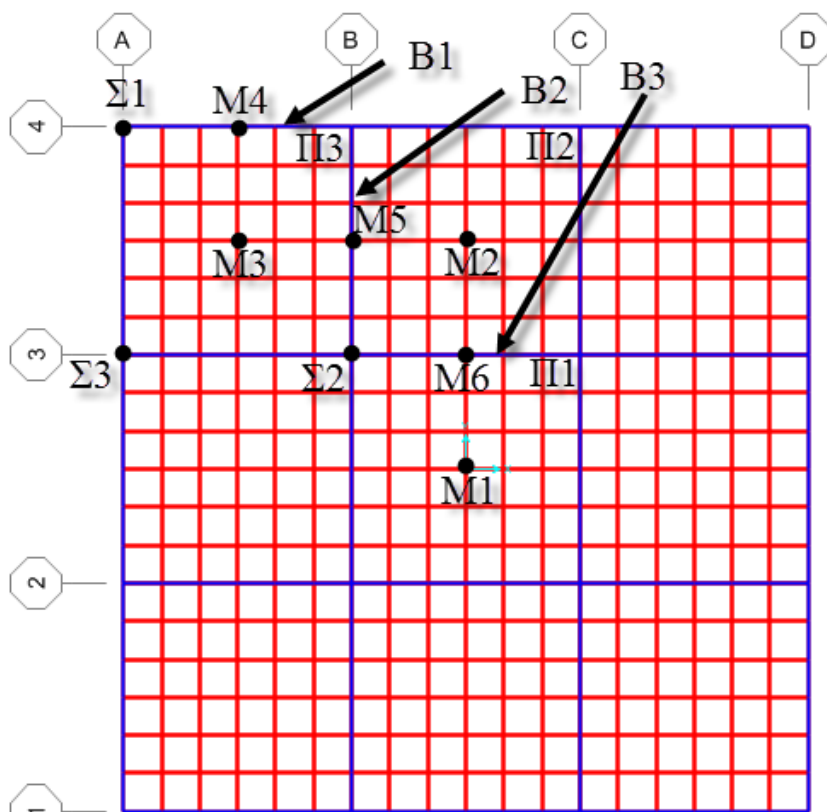
cr, ucr: Αναφέρονται σε αρηγμάτωτες ή πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες, αντίστοιχα (βλ. αναλυτικά § 3.3.3.1).

3.3.1 Ελαστικές Παραμορφώσεις

Οι ελαστικές παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων υπολογίζονται μέσω των κατακόρυφων μετακινήσεων του φορέα, οι οποίες λαμβάνονται απ' ευθείας από το SAP2000. Από αυτές αφαιρούνται οι μετακινήσεις που οφείλονται στις αξονικές παραμορφώσεις των υποστυλωμάτων. Για την εύρεση των μεγαλύτερων παραμορφώσεων των δοκών και των πλακών, για να ελαχιστοποιήσουμε τους υπολογισμούς εκμεταλλευόμαστε την διπλή συμμετρία του φορέα, όπως περιγράφεται παρακάτω.

Ο 5^{ος} όροφος είναι ο δυσμενέστερος από άποψη φόρτισης άρα, λόγω ίδιων γεωμετρικών χαρακτηριστικών κάθε ορόφου, θα παρουσιάζει τις μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις.

Οι κατακόρυφες ελαστικές μετακινήσεις του φορέα D_i λαμβάνονται από το SAP2000 σε δώδεκα σημεία του 5^{ου} ορόφου, στα M1, M2, M3 τα οποία είναι τα μέσα των πλακών Π1, Π2, Π3 αντίστοιχα, στα M4, M5, M6 τα οποία είναι τα μέσα των δοκών Β1, Β2 και Β3 αντίστοιχα και στα Σ1, Σ2, Σ3, όπως αυτά ορίζονται στο Σχήμα 3.4. Στην τελευταία γραμμή των πινάκων υπολογίζονται και οι μετακινήσεις και παραμορφώσεις του 1^{ου} ορόφου, μόνο για $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ και $h_{\text{πλ}} = 16 \text{ cm}$, για να διερευνηθεί η χρησιμοποίηση διαφορετικού πάχους πλάκας στους πρώτους 4 ορόφους, για λόγους βελτιστοποίησης του τελικού προσομοιώματος.



Σχήμα 3.4: Σημεία υπολογισμού κατακόρυφων ελαστικών μετακινήσεων πλακών και δοκών

Στη συνέχεια, οι ελαστικές παραμορφώσεις των πλακών Π1, Π2, Π3 στο μέσο τους, $\Delta_{\Pi1,el}$, $\Delta_{\Pi2,el}$, $\Delta_{\Pi3,el}$, που είναι οι σχετικές μετατοπίσεις ως προς τις στηρίξεις των πλακών πάνω στις δοκούς, υπολογίζονται ως εξής:

$$\Delta_{\Pi1,el} = D_{M1} - D_{\Sigma2} \quad (3.5)$$

$$\Delta_{\Pi2,el} = D_{M2} - \frac{D_{\Sigma2} + D_{\Sigma3}}{2} \quad (3.6)$$

$$\Delta_{\Pi3,el} = D_{M3} - \frac{D_{\Sigma1} + D_{\Sigma2}}{2} \quad (3.7)$$

Οι κατακόρυφες ελαστικές μετακινήσεις Δ_{B1} , Δ_{B2} , Δ_{B3} στο μέσο των δοκών B1, B2, B3 αντίστοιχα υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\Delta_{B1,el} = D_{M4} - \frac{D_{\Sigma 1} + D_{\Sigma 3}}{2} \quad (3.8)$$

$$\Delta_{B2,el} = D_{M5} - \frac{D_{\Sigma 2} + D_{\Sigma 3}}{2} \quad (3.9)$$

$$\Delta_{B3,el} = D_{M6} - D_{\Sigma 2} \quad (3.10)$$

Λόγω της διπλής συμμετρίας του φορέα, για κατακόρυφες φορτίσεις, οι παραπάνω μετακινήσεις τόσο για τις πλάκες όσο και για τις δοκούς είναι όλες όσες εμφανίζονται στο κτίριο, άρα η δυσμενέστερη του κτιρίου θα είναι η μέγιστη τους.

Επειδή οι συντελεστές ερπυσμού (βλ. § 3.3.2) είναι διαφορετικοί για τα μόνιμα φορτία G και διαφορετικοί για τα κινητά 0.3·Q, η διαδικασία αυτή γίνεται ξεχωριστά για G και 0.3·Q φορτίσεις. Επίσης, για να γίνει στάθμιση λόγω ρηγμάτωσης (βλ. αναλυτικά § 3.3.3 «Παραμορφώσεις Λόγω Ρηγμάτωσης»), οι υπολογισμοί γίνονται ξεχωριστά για προσομοιώματα για αρηγμάτωτες και για πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες.⁸

γ (kN/m ³)	h _{πλ} (cm)	D και Δ _{el,G,ucr} πλακών για φόρτιση G και αρηγμάτωτες συνθήκες (mm)								
		D _Σ 1	D _Σ 2	D _Σ 3	D _M 1	D _M 2	D _M 3	Δ _{Π1,el,G,uc} r	Δ _{Π2,el,G,uc} r	Δ _{Π3,el,G,uc} r
25	16	1.0	1.5	1.3	2.7	3.0	3.3	1.2	1.6	2.1
	18	1.0	1.7	1.3	2.6	2.9	3.1	0.9	1.4	1.8
	20	1.1	1.8	1.4	2.5	2.8	3.0	0.7	1.2	1.6
13	16	3.3	6.6	4.5	9.5	9.6	9.7	2.9	4.1	4.8
	18	3.4	7.0	4.7	9.3	9.3	9.3	2.3	3.5	4.1
	20	3.6	7.4	5.0	9.4	9.4	9.3	2.0	3.2	3.8
	22	3.7	7.8	5.2	9.5	9.4	9.1	1.7	2.9	3.4
14	16	2.9	5.9	4.1	8.4	8.7	8.8	2.5	3.7	4.4

⁸ Τα αποτελέσματα για πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες καταγράφονται στο Παράρτημα Β: Β1 Υπολογισμοί Παραμορφώσεων.

	18	3.0	6.3	4.3	8.3	8.5	8.4	2.0	3.2	3.8
	20	3.1	6.6	4.5	8.4	8.4	8.3	1.8	2.9	3.5
	22	3.2	7.0	4.7	8.5	8.4	8.1	1.5	2.6	3.0
15	16	2.6	5.3	3.7	7.6	7.8	7.9	2.3	3.3	4.0
	18	2.7	5.7	3.9	7.5	7.6	7.6	1.8	2.8	3.4
	20	2.8	6.0	4.0	7.6	7.5	7.4	1.6	2.5	3.0
	22	2.9	6.3	4.2	7.7	7.6	7.3	1.4	2.4	2.7
16	16	2.4	4.9	3.3	6.9	7.1	7.2	2.0	3.0	3.6
	18	2.5	5.2	3.5	6.8	6.9	6.9	1.6	2.6	3.1
	20	2.5	5.5	3.6	6.9	6.9	6.7	1.4	2.4	2.7
	22	2.6	5.8	3.8	7.0	6.9	6.7	1.2	2.1	2.5
17	16	2.1	4.4	3.0	6.3	6.5	6.5	1.9	2.8	3.3
	18	2.2	4.7	3.2	6.2	6.3	6.3	1.5	2.4	2.9
18	16	2.0	4.1	2.8	5.8	5.9	6.0	1.7	2.5	3.0
	18	2.0	4.4	2.9	5.8	5.8	5.8	1.4	2.2	2.6
14 (βλ. σελ. 66)	16	3.1	5.9	4.1	8.8	8.8	9	2.9	3.8	4.5

Πίνακας 3.1: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και πλήρως αρηγμάτωτες συνθήκες

γ (kN/m ³)	$h_{πλ}$ (cm)	D και $\Delta_{el,Q,ucr}$ πλακών για φόρτιση $0.3 \cdot Q$ και αρηγμάτωτες συνθήκες (mm)								
		$D_{\Sigma 1}$	$D_{\Sigma 2}$	$D_{\Sigma 3}$	D_{M1}	D_{M2}	D_{M3}	$\Delta_{\Pi 1,el,Q}$	$\Delta_{\Pi 2,el,Q}$	$\Delta_{\Pi 3,el,Q,ucr}$
25	16	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1
	18	0.0	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
	20	0.0	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
13	16	0.2	0.9	0.5	1.4	1.3	1.2	0.5	0.6	0.6
	18	0.2	0.9	0.5	1.2	1.1	1.1	0.4	0.5	0.5
	20	0.2	0.9	0.5	1.2	1.1	1.0	0.3	0.4	0.5
	22	0.2	0.9	0.5	1.1	1.0	1.0	0.3	0.4	0.4
14	16	0.2	0.8	0.4	1.1	1.1	1.1	0.4	0.5	0.6
	18	0.2	0.8	0.4	1.1	1.0	0.9	0.3	0.4	0.5
	20	0.2	0.8	0.4	1.0	0.9	0.8	0.2	0.4	0.4
	22	0.2	0.8	0.4	1.0	0.9	0.8	0.2	0.3	0.3
15	16	0.2	0.7	0.3	1.0	0.9	0.9	0.3	0.4	0.5

	18	0.2	0.7	0.3	0.9	0.9	0.8	0.2	0.4	0.4
	20	0.2	0.7	0.3	0.9	0.8	0.8	0.2	0.3	0.3
	22	0.2	0.7	0.3	0.8	0.8	0.7	0.2	0.3	0.3
16	16	0.2	0.6	0.3	0.9	0.8	0.8	0.3	0.4	0.4
	18	0.2	0.6	0.3	0.8	0.8	0.7	0.2	0.3	0.3
	20	0.2	0.6	0.3	0.8	0.7	0.6	0.2	0.3	0.3
	22	0.2	0.6	0.3	0.7	0.7	0.6	0.2	0.2	0.2
17	16	0.2	0.5	0.3	0.8	0.7	0.7	0.2	0.3	0.4
	18	0.2	0.5	0.3	0.7	0.7	0.6	0.2	0.3	0.3
18	16	0.1	0.5	0.2	0.7	0.6	0.6	0.2	0.3	0.3
	18	0.1	0.5	0.2	0.6	0.6	0.5	0.2	0.2	0.3
14*	16	0.8	2.7	1.3	4.3	4.1	3.9	1.6	2.1	2.2

Πίνακας 3.2: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με κινητά φορτία ($0.3 \cdot Q$) και αρηγμάτωτες συνθήκες

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	D και $\Delta_{el,G,ucr}$ δοκών για φόρτιση G και αρηγμάτωτες συνθήκες (mm)								
		$D_{\Sigma 1}$	$D_{\Sigma 2}$	$D_{\Sigma 3}$	D_{M4}	D_{M5}	D_{M6}	$\Delta_{B1,el,G,ucr}$	$\Delta_{B2,el,G,ucr}$	$\Delta_{B3,el,G,ucr}$
25	18	1.0	1.7	1.3	1.7	2.1	1.9	0.6	0.6	0.2
13	16	3.3	6.6	4.5	5.1	7.2	7.3	1.2	1.7	0.7
	18	3.4	7.0	4.7	5.2	7.5	7.7	1.2	1.7	0.7
	20	3.6	7.4	5.0	5.5	8.0	8.1	1.2	1.8	0.7
	22	3.7	7.8	5.2	5.6	8.3	8.5	1.2	1.8	0.7
14	16	2.9	5.9	4.1	4.6	6.6	6.5	1.1	1.6	0.6
	18	3.0	6.3	4.3	4.7	6.9	6.9	1.1	1.6	0.6
	20	3.1	6.6	4.5	4.9	7.2	7.3	1.1	1.7	0.7
	22	3.2	7.0	4.7	5.0	7.4	7.6	1.1	1.6	0.6
15	16	2.6	5.3	3.7	4.1	6.0	6.0	1.0	1.5	0.7
	18	2.7	5.7	3.9	4.2	6.2	6.2	0.9	1.4	0.5
	20	2.8	6.0	4.0	4.3	6.5	6.6	0.9	1.5	0.6
	22	2.9	6.3	4.2	4.5	6.7	6.9	1.0	1.5	0.6
16	16	2.4	4.9	3.3	3.7	5.4	5.3	0.9	1.3	0.4
	18	2.5	5.2	3.5	3.8	5.6	5.7	0.8	1.3	0.5
	20	2.5	5.5	3.6	3.9	5.9	6.0	0.9	1.4	0.5
	22	2.6	5.8	3.8	4.1	6.1	6.3	0.9	1.3	0.5
17	16	2.1	4.4	3.0	3.3	4.9	4.9	0.8	1.2	0.5
	18	2.2	4.7	3.2	3.5	5.1	5.2	0.8	1.2	0.5
18	16	2.0	4.1	2.8	3.1	4.5	4.5	0.7	1.1	0.4
	18	2.0	4.4	2.9	3.2	4.7	4.8	0.8	1.1	0.4

Πίνακας 3.3: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και αρηγμάτωτες συνθήκες

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	D και $\Delta_{el,Q,ucr}$ δοκών για φόρτιση Q και αρηγμάτωτες συνθήκες (mm)								
		D _{Σ1}	D _{Σ2}	D _{Σ3}	D _{M4}	D _{M5}	D _{M6}	$\Delta_{B1,el,Q,ucr}$	$\Delta_{B2,el,Q,ucr}$	$\Delta_{B3,el,Q,ucr}$
25	18	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.2	0.0	0.1	0.1
13	16	0.1	0.3	0.1	0.5	0.9	1.0	0.3	0.7	0.7
	18	0.1	0.3	0.1	0.5	0.9	1.0	0.3	0.7	0.7
	20	0.1	0.3	0.1	0.5	0.9	1.0	0.3	0.7	0.7
	22	0.1	0.3	0.1	0.5	0.9	1.0	0.3	0.7	0.7
14	16	0.1	0.2	0.1	0.4	0.8	0.8	0.3	0.6	0.6
	18	0.1	0.2	0.1	0.4	0.8	0.8	0.3	0.6	0.6
	20	0.1	0.2	0.1	0.4	0.8	0.8	0.3	0.6	0.6
	22	0.1	0.2	0.1	0.4	0.8	0.8	0.3	0.6	0.6
15	16	0.1	0.2	0.1	0.3	0.7	0.7	0.3	0.5	0.5
	18	0.1	0.2	0.1	0.3	0.7	0.7	0.3	0.5	0.5
	20	0.1	0.2	0.1	0.3	0.7	0.7	0.3	0.5	0.5
	22	0.1	0.2	0.1	0.3	0.7	0.7	0.3	0.5	0.5
16	16	0.0	0.2	0.1	0.3	0.6	0.6	0.2	0.5	0.5
	18	0.0	0.2	0.1	0.3	0.6	0.6	0.2	0.4	0.5
	20	0.0	0.2	0.1	0.3	0.6	0.6	0.2	0.4	0.5
	22	0.0	0.2	0.1	0.3	0.6	0.6	0.2	0.4	0.5
17	16	0.0	0.2	0.1	0.3	0.5	0.6	0.2	0.4	0.4
	18	0.0	0.2	0.1	0.3	0.5	0.6	0.2	0.4	0.4
18	16	0.0	0.1	0.1	0.2	0.5	0.5	0.2	0.3	0.3
	18	0.0	0.1	0.1	0.2	0.5	0.5	0.2	0.3	0.3

Πίνακας 3.4: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με κινητά φορτία (0.3·Q) και αρηγμάτωτες συνθήκες

Υπολογίζονται και οι αντίστοιχες μετακινήσεις των πλακών και των δοκών για πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες, τα οποία βρίσκονται στο (Υπολογισμοί Παραμορφώσεων).

Παρατηρούμε ότι τα στοιχεία με τη μεγαλύτερη ελαστική παραμόρφωση είναι η πλάκα Π3 και η δοκός Β2 (βλ. Σχήμα 3.4). Για αυτά τα στοιχεία θα γίνουν οι τελικοί

έλεγχοι της ΟΚΛ, αφού συνυπολογιστούν οι ερπυστικές παραμορφώσεις και η αύξηση των παραμορφώσεων λόγω ρηγμάτωσης.

3.3.2 Ερπυστικές Παραμορφώσεις

3.3.2.1 Διαδικασία Υπολογισμού

Ο ερπυσμός υπολογίζεται τόσο κατά EC2 όσο και ΕΚΩΣ και ως τελικές τιμές για τον έλεγχο παραμορφώσεων χρησιμοποιούνται οι τιμές κατά EC2.

Επειδή διαπιστώθηκε ότι ο ερπυσμός στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) είναι κρίσιμος για τον σχεδιασμό των πλακών, ελέγχονται οι περιπτώσεις αφαίρεσης ξυλοτύπων στις 30 (σενάριο 1), 45 (σενάριο 2) και 60 ημέρες (σενάριο 3). Τα κινητά φορτία θεωρείται ότι επιβάλλονται στην κατασκευή στις 180 ημέρες. Για τις παραπάνω τιμές χρόνων φόρτισης $t_{0,i}$ υπολογίζονται οι αντίστοιχοι συντελεστές ερπυσμού $\varphi(t_{\infty}, t_{0,i})$, με i τον αριθμό του σεναρίου.

Γενικά η παραμόρφωση, συνυπολογίζοντας την ελαστική και την ερπυστική, μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση $\Delta_{el+creep} = \Delta_{el} \cdot [1+\varphi(t,t_0)]$, με Δ_{el} την ελαστική παραμόρφωση και $\varphi(t,t_0)$ τον συντελεστή ερπυσμού.

Η αθροιστικά ελαστική και ερπυστική παραμόρφωση για δοκούς και πλάκες, $\Delta_{el+creep,i}$, για κάθε σενάριο i είναι:

A. Για αρηγμάτωτες συνθήκες:

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

B. Για πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες:

$$\Delta_{el+creep,i} = \Delta_{el,G,cr} \cdot (1 + \varphi(t_{\infty}, t_{0,i})) + \Delta_{el,Q,cr} \cdot (1 + \varphi(t_{\infty}, 180)) \quad (3.12)$$

3.3.2.2 Υπολογισμός Συντελεστή Ερπυσμού φ

Κατά ΕΚΩΣ, ο $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ υπολογίζεται με διπλή γραμμική παρεμβολή στον Πιν. 2.3 του ΕΚΩΣ.

Κατά EC2, μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε γραφική είτε αναλυτική μέθοδος. Για μεγαλύτερη ακρίβεια, λόγω της κρισιμότητας των ερπυστικών παραμορφώσεων για

το ΕΣ, χρησιμοποιείται η αναλυτική μέθοδος κατά το Παράρτημα Β, σύμφωνα με το οποίο

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.13)$$

με

ϕ_0 ιδεατός συντελεστής ερπυσμού:

$$\phi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.14)$$

φ_{RH} συντελεστής επιρροής σχετικής υγρασίας

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \text{ για } f_{cm} < 35 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

RH σχετική υγρασία του περιβάλλοντος σε %. Στην παρούσα εργασία θεωρείται 50% (που συνίσταται για εσωτερικούς χώρους), υπέρ της ασφαλείας

$\beta(f_{cm})$ συντελεστής επίδρασης αντοχής σκυροδέματος:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 3.175 \quad (3.16)$$

f_{cm} η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa, σε ηλικία 28 ημερών. Τόσο για το ΕΣ όσο και για το ΣΠΣ κατά EC2 για $f_{ck} = f_{tck} = 20$ MPa είναι 28 MPa κατά EC2

$\beta(t_0)$ συντελεστής για την ηλικία του σκυροδέματος τη στιγμή της επιβολής της φόρτισης

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} \quad (3.17)$$

h_0 ιδεατό πάχος στερεού = $2A_c/u$

A_c επιφάνεια διατομής

u περίμετρος στοιχείου σε επαφή με την ατμόσφαιρα

Για τις πλάκες, με θεώρηση πλάτους επιρροής b , έχουμε $h_0 = 2 \cdot A_c/u = 2 \cdot b \cdot h_{\pi\lambda}/(2b) = h_{\pi\lambda}$. Για τη δοκό Β2 (βλ. Σχήμα 3.4): $h_0 = 2 \cdot b_{\delta} \cdot h_{\delta}/[(2(h_{\delta}-h_{\pi\lambda})+b_{\delta})]$ με $b_{\delta}=0.25$ m, $h_{\delta} = 0.60$ m για ΣΠΣ και 0.55 m για ΕΣ και το $h_{\pi\lambda}$ εξαρτάται από το προσομοίωμα.

$\beta_c(t, t_0)$ συντελεστής χρονικής ανάπτυξης του ερπυσμού

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

t η ηλικία του σκυροδέματος την στιγμή που εξετάζεται σε ημέρες

t_0 η ηλικία του σκυροδέματος την στιγμή της φόρτισης σε ημέρες

β_H συντελεστής που εξαρτάται από την σχετική υγρασία RH (σε %) και το ιδεατό πάχος h_0 (σε mm) και μπορεί να υπολογιστεί από:

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

Ο συντελεστής $\beta_c(t, t_0)$ είναι μονάδα για $t = \infty$ δηλαδή για τελικό συντελεστή ερπυσμού $\varphi(\infty, t_0)$. Επειδή μόνο τελικοί συντελεστές υπολογίζονται, δεν είναι απαραίτητος ο υπολογισμός του β_H .

Για το ΕΣ, ισχύει (EC2 11.3.3 (1))

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

και

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

με

$$\eta_2 = 1 \text{ για C20/25 (βλ. § 2.6.8.1)}$$

φ, Δ_{creep} τις τιμές για τον συντελεστή ερπυσμού και την παραμόρφωση λόγω ερπυσμού που προκύπτει για ΣΠΣ.

3.3.2.3 Αποτελέσματα

Πλάκα Π3

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στους παρακάτω πίνακες:

Φόρτιση	t_0	$\beta(t_0)$
---------	-------	--------------

Μόνιμα (1 ^ο σενάριο)	30	0.48208
Μόνιμα (2 ^ο σενάριο)	45	0.44620
Μόνιμα (3 ^ο σενάριο)	60	0.42231
Κινητά	180	0.34185

Πίνακας 3.5: Συντελεστής $\beta(t_0)$

γ (kN/m ³)	$h_{πλ}$ (cm)	Ελαστικές παραμορφώσεις πλάκας Π3				h_0 (mm)	Φ_{RH}
		$\Delta_{Π3,el,G,ucr}$ (mm)	$\Delta_{Π3,el,Q,ucr}$ (mm)	$\Delta_{Π3,el,G,cr}$ (mm)	$\Delta_{Π3,el,Q,cr}$ (mm)		
25	16	2.1	0.1	2.7	0.1	160	1.92
	18	1.8	0.1	2.3	0.2	180	1.89
	20	1.6	0.1	1.9	0.1	200	1.85
13	16	4.8	0.6	5.9	0.8	160	1.92
	18	4.1	0.5	5.1	0.6	180	1.89
	20	3.8	0.5	4.6	0.5	200	1.85
	22	3.4	0.4	4.2	0.5	220	1.83
14	16	4.4	0.6	5.5	0.7	160	1.92
	18	3.8	0.5	4.7	0.6	180	1.89
	20	3.5	0.4	4.2	0.5	200	1.85
	22	3.0	0.3	3.8	0.4	220	1.83
15	16	4.0	0.5	5.0	0.6	160	1.92
	18	3.4	0.4	4.3	0.5	180	1.89
	20	3.0	0.3	3.8	0.4	200	1.85
	22	2.7	0.3	3.4	0.3	220	1.83
16	16	3.6	0.4	4.6	0.5	160	1.92
	18	3.1	0.3	3.9	0.4	180	1.89
	20	2.7	0.3	3.4	0.4	200	1.85
	22	2.5	0.2	3.1	0.3	220	1.83
17	16	3.3	0.4	4.2	0.5	160	1.92
	18	2.9	0.3	3.6	0.4	180	1.89
18	16	3.0	0.3	3.8	0.4	160	1.92
	18	2.6	0.3	3.3	0.3	180	1.89
14*	16	4.5	2.2	4.3	0.6	160	1.92

Πίνακας 3.6: Ελαστικές παραμορφώσεις πλακών και h_0 , Φ_{RH}

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	Συντελεστές φ για πλάκα Π3 κατά ΕΚΩΣ							
		$\varphi(t_{\infty},30)$	$\varphi(t_{\infty},45)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},30)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},45)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},180)$
25	16	2.47	2.35	2.23	1.83	-	-	-	-
	18	2.45	2.33	2.21	1.81	-	-	-	-
	20	2.43	2.31	2.19	1.80	-	-	-	-
13	16	2.11	2.00	1.90	1.56	0.74	0.70	0.66	0.54
	18	2.09	1.99	1.88	1.54	0.73	0.69	0.66	0.54
	20	2.07	1.97	1.87	1.53	0.72	0.69	0.65	0.53
	22	2.05	1.95	1.85	1.52	0.72	0.68	0.65	0.53
14	16	2.13	2.03	1.92	1.58	0.86	0.82	0.78	0.64
	18	2.11	2.01	1.91	1.56	0.86	0.81	0.77	0.63
	20	2.09	1.99	1.89	1.55	0.85	0.81	0.77	0.63
	22	2.08	1.97	1.87	1.53	0.84	0.80	0.76	0.62
15	16	2.15	2.05	1.94	1.59	1.00	0.95	0.90	0.74
	18	2.13	2.03	1.93	1.58	0.99	0.94	0.90	0.73
	20	2.12	2.01	1.91	1.56	0.98	0.94	0.89	0.73
	22	2.10	1.99	1.89	1.55	0.97	0.93	0.88	0.72
16	16	2.17	2.07	1.96	1.61	1.15	1.09	1.04	0.85
	18	2.15	2.05	1.94	1.59	1.14	1.08	1.03	0.84
	20	2.13	2.03	1.93	1.58	1.13	1.07	1.02	0.83
	22	2.12	2.01	1.91	1.56	1.12	1.06	1.01	0.83
17	16	2.19	2.08	1.98	1.62	1.31	1.24	1.18	0.97
	18	2.17	2.07	1.96	1.60	1.30	1.23	1.17	0.96
18	16	2.21	2.10	1.99	1.63	1.48	1.40	1.33	1.09
	18	2.19	2.08	1.97	1.62	1.46	1.39	1.32	1.08
14*	16	2.13	2.03	1.92	1.58	0.86	0.82	0.78	0.64

Πίνακας 3.7: Συντελεστές ερπυσμού φ για πλάκα Π3 κατά ΕΚΩΣ

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	Συντελεστές φ για πλάκα Π3 κατά EC2							
		$\varphi(t_{\infty},30)$	$\varphi(t_{\infty},45)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},30)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},45)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},180)$
25	16	2.94	2.72	2.58	2.08	-	-	-	-
	18	2.89	2.67	2.53	2.05	-	-	-	-
	20	2.84	2.63	2.49	2.01	-	-	-	-
13	16	2.51	2.32	2.19	1.78	0.87	0.81	0.77	0.62

	18	2.46	2.28	2.15	1.74	0.86	0.79	0.75	0.61
	20	2.42	2.24	2.12	1.72	0.84	0.78	0.74	0.60
	22	2.38	2.21	2.09	1.69	0.83	0.77	0.73	0.59
14	16	2.54	2.35	2.22	1.80	1.03	0.95	0.90	0.73
	18	2.49	2.30	2.18	1.76	1.01	0.93	0.88	0.71
	20	2.45	2.27	2.14	1.74	0.99	0.92	0.87	0.70
	22	2.41	2.23	2.11	1.71	0.98	0.90	0.86	0.69
15	16	2.56	2.37	2.24	1.82	1.19	1.10	1.04	0.84
	18	2.51	2.33	2.20	1.78	1.17	1.08	1.02	0.83
	20	2.47	2.29	2.17	1.75	1.15	1.06	1.01	0.82
	22	2.44	2.26	2.14	1.73	1.13	1.05	0.99	0.80
16	16	2.58	2.39	2.26	1.83	1.37	1.27	1.20	0.97
	18	2.54	2.35	2.22	1.80	1.34	1.24	1.18	0.95
	20	2.50	2.31	2.19	1.77	1.32	1.22	1.16	0.94
	22	2.46	2.28	2.15	1.74	1.30	1.20	1.14	0.92
17	16	2.60	2.41	2.28	1.85	1.56	1.44	1.36	1.10
	18	2.56	2.37	2.24	1.81	1.53	1.41	1.34	1.08
18	16	2.62	2.43	2.30	1.86	1.76	1.62	1.54	1.24
	18	2.57	2.38	2.26	1.83	1.72	1.59	1.51	1.22
14*	16	2.54	2.35	2.22	1.80	1.03	0.95	0.90	0.73

Πίνακας 3.8: Συντελεστές φ πλάκας Π3 κατά EC2

Παρακάτω παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις της πλάκας Π3 λόγω φορτίων ΟΚΛ και ερπυσμού για τα 3 σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων.

γ (kN/m ³)	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	Κατά ΕΚΩΣ			Κατά EC2		
		$\Delta_{1,\text{Π3,el+creep}}$ (mm)	$\Delta_{2,\text{Π3,el+creep}}$ (mm)	$\Delta_{3,\text{Π3,el+creep}}$ (mm)	$\Delta_{1,\text{Π3,el+creep}}$ (mm)	$\Delta_{2,\text{Π3,el+creep}}$ (mm)	$\Delta_{3,\text{Π3,el+creep}}$ (mm)
25	16	7.5	7.3	7.0	8.54	8.09	7.79
	18	6.4	6.2	6.0	7.21	6.84	6.59
	20	5.6	5.5	5.3	6.3	6.0	5.8
13	16	9.2	9.1	8.9	10.0	9.6	9.4
	18	7.9	7.8	7.6	8.5	8.2	8.0
	20	7.3	7.1	7.0	7.8	7.5	7.4
	22	6.4	6.3	6.1	6.8	6.6	6.4
14	16	9.1	8.9	8.8	9.9	9.6	9.3
	18	7.7	7.5	7.4	8.3	8.0	7.8

	20	7.0	6.8	6.7	7.5	7.2	7.1
	22	6.1	5.9	5.8	6.5	6.3	6.1
15	16	8.7	8.5	8.4	9.5	9.2	9.0
	18	7.5	7.3	7.1	8.1	7.8	7.6
	20	6.5	6.4	6.2	7.0	6.8	6.6
	22	5.8	5.7	5.5	6.2	6.0	5.9
16	16	8.4	8.2	8.0	9.2	8.9	8.6
	18	7.1	7.0	6.8	7.8	7.5	7.3
	20	6.2	6.1	5.9	6.8	6.5	6.3
	22	5.7	5.6	5.5	6.2	6.0	5.8
17	16	8.2	8.0	7.8	9.1	8.7	8.4
	18	7.1	6.9	6.7	7.8	7.4	7.2
18	16	8.0	7.8	7.5	8.8	8.5	8.2
	18	6.9	6.8	6.6	7.6	7.3	7.1
14*	16	7.1	6.9	6.8	9.9	9.6	9.3

Πίνακας 3.9: Παραμορφώσεις πλάκας Π3 λόγω φορτίων ΟΚΛ και ερπυσμού για τα 3 σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, κατά ΕΚΩΣ και EC2

Δοκός Β2

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	Ελαστικές παραμορφώσεις δοκού Β2				h_0 (mm)	Φ_{RH}
		$\Delta_{B2,el,G,ucr}$ (mm)	$\Delta_{B2,el,Q,ucr}$ (mm)	$\Delta_{B2,el,G,cr}$ (mm)	$\Delta_{B2,el,Q,cr}$ (mm)		
25	18	0.6	0.1	1.0	0.2	277.8	1.766
13	16	1.7	0.7	2.9	0.4	267.0	1.776
	18	1.7	0.7	3.1	0.4	277.8	1.766
	20	1.8	0.7	3.2	0.4	289.5	1.756
	22	1.8	0.7	3.4	0.4	302.2	1.745
	16	1.6	0.6	2.8	0.4	267.0	1.776
14	18	1.6	0.6	2.9	0.3	277.8	1.766
	20	1.7	0.6	2.9	0.3	289.5	1.756
	22	1.6	0.6	3.0	0.3	302.2	1.745
	16	1.5	0.5	2.6	0.3	267.0	1.776
15	18	1.4	0.5	2.7	0.3	277.8	1.766
	20	1.5	0.5	2.5	0.3	289.5	1.756
	22	1.5	0.5	2.9	0.3	302.2	1.745
	16	1.3	0.5	2.4	0.3	267.0	1.776
16	18	1.3	0.4	2.5	0.3	277.8	1.766

	20	1.4	0.4	2.6	0.3	289.5	1.756
	22	1.3	0.4	2.6	0.3	302.2	1.745
17	16	1.2	0.4	2.3	0.3	267.0	1.776
	18	1.2	0.4	2.3	0.3	277.8	1.766
18	16	1.1	0.3	2.2	0.2	267.0	1.776
	18	1.1	0.3	2.1	0.2	277.8	1.766

Πίνακας 3.10: Ελαστικές παραμορφώσεις δοκού B2 και h_0 , φ_{RH}

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	Συντελεστές φ για δοκό B2 κατά ΕΚΩΣ							
		$\varphi(t_{\infty},30)$	$\varphi(t_{\infty},45)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},30)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},45)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},180)$
25	18	2.34	2.23	2.11	1.73	-	-	-	-
13	16	2.35	2.24	2.13	1.74	0.70	0.67	0.63	0.52
	18	2.34	2.23	2.11	1.73	0.70	0.66	0.63	0.52
	20	2.33	2.22	2.10	1.72	0.69	0.66	0.63	0.51
	22	2.32	2.20	2.09	1.71	0.69	0.66	0.62	0.51
14	16	2.35	2.24	2.13	1.74	0.82	0.78	0.74	0.61
	18	2.34	2.23	2.11	1.73	0.82	0.78	0.74	0.60
	20	2.33	2.22	2.10	1.72	0.81	0.77	0.73	0.60
	22	2.32	2.20	2.09	1.71	0.81	0.77	0.73	0.60
15	16	2.35	2.24	2.13	1.74	0.95	0.91	0.86	0.70
	18	2.34	2.23	2.11	1.73	0.95	0.90	0.86	0.70
	20	2.33	2.22	2.10	1.72	0.94	0.90	0.85	0.70
	22	2.32	2.20	2.09	1.71	0.94	0.89	0.85	0.69
16	16	2.35	2.24	2.13	1.74	1.09	1.04	0.99	0.81
	18	2.34	2.23	2.11	1.73	1.09	1.04	0.98	0.81
	20	2.33	2.22	2.10	1.72	1.08	1.03	0.98	0.80
	22	2.32	2.20	2.09	1.71	1.08	1.02	0.97	0.80
17	16	2.35	2.24	2.13	1.74	1.25	1.18	1.12	0.92
	18	2.34	2.23	2.11	1.73	1.24	1.18	1.12	0.92
18	16	2.35	2.24	2.13	1.97	1.41	1.34	1.27	1.04
	18	2.34	2.23	2.11	1.96	1.40	1.33	1.26	1.03

Πίνακας 3.11: Συντελεστές φ για τη δοκό B2 κατά ΕΚΩΣ

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	Συντελεστές φ για δοκό B2 κατά EC2							
		$\varphi(t_{\infty},30)$	$\varphi(t_{\infty},45)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},30)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},45)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},60)$	$\varphi_{LC}(t_{\infty},180)$
25	18	2.70	2.50	2.37	1.92	-	-	-	-
13	16	2.72	2.52	2.38	1.93	0.81	0.75	0.71	0.57
	18	2.70	2.50	2.37	1.92	0.80	0.74	0.70	0.57
	20	2.69	2.49	2.35	1.91	0.80	0.74	0.70	0.57
	22	2.67	2.47	2.34	1.89	0.79	0.74	0.70	0.56
14	16	2.72	2.52	2.38	1.93	0.95	0.88	0.83	0.67
	18	2.70	2.50	2.37	1.92	0.94	0.87	0.83	0.67
	20	2.69	2.49	2.35	1.91	0.94	0.87	0.82	0.67
	22	2.67	2.47	2.34	1.89	0.93	0.86	0.82	0.66
15	16	2.72	2.52	2.38	1.93	1.10	1.02	0.96	0.78
	18	2.70	2.50	2.37	1.92	1.09	1.01	0.96	0.78
	20	2.69	2.49	2.35	1.91	1.09	1.01	0.95	0.77
	22	2.67	2.47	2.34	1.89	1.08	1.00	0.95	0.77
16	16	2.72	2.52	2.38	1.93	1.26	1.17	1.11	0.90
	18	2.70	2.50	2.37	1.92	1.26	1.16	1.10	0.89
	20	2.69	2.49	2.35	1.91	1.25	1.16	1.09	0.89
	22	2.67	2.47	2.34	1.89	1.24	1.15	1.09	0.88
17	16	2.72	2.52	2.38	1.93	1.44	1.33	1.26	1.02
	18	2.70	2.50	2.37	1.92	1.43	1.32	1.25	1.01
18	16	2.72	2.52	2.38	2.18	1.62	1.50	1.42	1.15
	18	2.70	2.50	2.37	2.16	1.61	1.49	1.41	1.14

Πίνακας 3.12: Συντελεστές φ για τη δοκό B2 κατά EC2

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	Κατά ΕΚΩΣ			Κατά EC2		
		$\Delta_{1,B2,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{2,B2,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{3,B2,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{1,B2,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{2,B2,el+creep}$ (mm)	$\Delta_{3,B2,el+creep}$ (mm)
25	18	2.3	2.3	2.2	2.6	2.5	2.4
13	16	3.9	3.9	3.8	4.1	4.0	4.0
	18	3.9	3.8	3.8	4.1	4.0	4.0
	20	4.2	4.1	4.0	4.4	4.3	4.2
	22	4.1	4.1	4.0	4.4	4.3	4.2
14	16	3.9	3.8	3.8	4.1	4.0	4.0
	18	3.9	3.8	3.8	4.1	4.0	3.9
	20	4.0	3.9	3.8	4.2	4.1	4.0

	22	3.8	3.7	3.7	4.0	3.9	3.8
15	16	3.8	3.8	3.7	4.1	4.0	3.9
	18	3.6	3.6	3.5	3.9	3.7	3.7
	20	3.8	3.7	3.7	4.1	3.9	3.9
	22	3.7	3.6	3.6	3.9	3.8	3.7
16	16	3.6	3.5	3.4	3.8	3.7	3.6
	18	3.4	3.4	3.3	3.7	3.6	3.5
	20	3.6	3.6	3.5	3.9	3.8	3.7
	22	3.5	3.5	3.4	3.8	3.7	3.6
17	16	3.5	3.4	3.3	3.8	3.6	3.6
	18	3.4	3.3	3.2	3.6	3.5	3.4
18	16	3.2	3.2	3.1	3.5	3.4	3.3
	18	3.2	3.2	3.1	3.5	3.4	3.3

Πίνακας 3.13: Παραμορφώσεις δοκού B2 λόγω φορτίων ΟΚΛ και ερπυσμού για τα 3 σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, κατά ΕΚΩΣ και EC2

3.3.3 Παραμορφώσεις Λόγω Ρηγμάτωσης

3.3.3.1 Γενικές Παρατηρήσεις

Τα περισσότερα λογισμικά όπως και τα SAP2000 που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία, επιλύουν το φορέα χρησιμοποιώντας γραμμική – ελαστική ανάλυση. Συνεπώς, δεν λαμβάνουν υπόψη τη ρηγμάτωση των δομικών στοιχείων. Τα στοιχεία τα οποία υπό φορτία του βασικού συνδυασμού της ΟΚΛ (G+Q) ρηγματώνονται, βρίσκονται σε μια ενδιάμεση κατάσταση μεταξύ αρηγμάτωσης και πλήρως ρηγματωμένης συμπεριφοράς. Για να προσεγγιστούν οι πραγματικές παραμορφώσεις των ρηγματωμένων δομικών στοιχείων υιοθετείται η λογική του EC2 (βλ. § 3.3.3.2). Μια ακριβέστερη προσέγγιση θα ήταν η ανάλυση του φορέα με χρήση πεπερασμένων στοιχείων/ινών μέσω των οποίων θα λαμβάνονται υπόψη τα μη-γραμμικά και ανελαστικά χαρακτηριστικά του ρηγματωμένου σκυροδέματος.

Για τον υπολογισμό των μεγεθών σε αρηγμάτωτες συνθήκες χρησιμοποιείται η γραμμική ελαστική ανάλυση χωρίς τροποποίηση των αρηγμάτων ροπών αδρανείας των δομικών στοιχείων.

Για τον υπολογισμό των μεγεθών στις δοκούς, για πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες, χρησιμοποιείται προσομοίωμα πάλι με γραμμική ελαστική ανάλυση αυτή τη φορά όμως με ροπές αδράνειας ρηγματωμένης διατομής δοκών ίσες με I_{cr} που υπολογίζεται στο § 3.3.3.4.

Παρατηρούμε ότι σε κάθε περίπτωση ρηγματώνονται οι δοκοί, όχι όμως πάντα και οι πλάκες. Έτσι, θεωρούνται δύο περιπτώσεις για τη πλήρως ρηγματωμένη κατάσταση για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων των πλακών:

1. Αν η πλάκα δεν έχει ρηγματωθεί, δηλαδή $M_{max} < M_{cr}$ της δυσμενέστερης διατομής της πλάκας, τότε το μοντέλο των πλήρως ρηγματωμένων συνθηκών δεν χρειάζεται να περιλαμβάνει ρηγμάτωση των πλακών. Συνεπώς, θεωρούνται μόνο οι δοκοί ρηγματωμένες και η στάθμιση μέσω του ζ (βλ. § 3.3.3.2) γίνεται για M_{max} και M_{cr} δοκού (υπέρ της ασφαλείας παίρνουμε τον μέγιστο λόγο που συναντάται στη δυσμενέστερη δοκό, την B2).
2. Αν έχει ρηγματωθεί και η πλάκα, τότε μειώνεται και η ροπή αδρανείας της σε I_{cr} κι όχι μόνο των δοκών. Επιπλέον, η στάθμιση μέσω του ζ γίνεται για $\max M$ και M_{cr} της πλάκας. Η θεώρηση του M_{cr}/M_{max} πλάκας είναι δυσμενέστερη από τη θεώρηση M_{cr}/M_{max} δοκού, επειδή, αν και $(M_{cr}/M_{max})_{πλάκας} > (M_{cr}/M_{max})_{δοκού}$, οι παραμορφώσεις που προκύπτουν για ρηγμάτωση και της πλάκας είναι τάξης μεγέθους μεγαλύτερες από αυτές χωρίς ρηγμάτωση της πλάκας, γεγονός που ελέγχθηκε και αριθμητικά.

Τα παραπάνω εισάγονται ως stiffness modification factors I_{cr}/I_{ucr} (moment of inertia about 2 και 3 axis για δοκούς, bending m11, m22, m12 modifier για πλάκες). Επισημαίνεται επίσης ότι όσον αφορά τη στρεπτική ακαμψία των δοκών (torsional constant modifier), ο αντίστοιχος συντελεστής I_{cr}/I_{ucr} θεωρείται σε πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες ίσος με 0.1.

3.3.3.2 Μέθοδος EC2

Κατά τον EC2 § 7.4.3, Εξ. 7.18:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_I \quad (3.22)$$

όπου

α είναι το θεωρούμενο μέγεθος. Στην προκειμένη περίπτωση είναι οι βυθίσεις των πλακών και των δοκών, Δ_i

α_I η τιμή του μεγέθους α για αρηγμάτωτες συνθήκες

α_{II} η τιμή του μεγέθους α για πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες

ζ συντελεστής κατανομής, με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της εφελκυστικής συμβολής στη δυσκαμψία σε μια διατομή, ως εξής:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (3.23)$$

με

$\zeta = 0$ για αρηγμάτωτη διατομή

β συντελεστής με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της διάρκειας της φόρτισης ή της επαναλαμβανόμενης φόρτισης, στην ανηγμένη παραμόρφωση
 $= 1$ για ένα (μόνο) βραχυχρόνιο φορτίο
 $= 0.5$ για μακροχρόνια φορτία ή για πολλούς κύκλους επαναλαμβανόμενης φόρτισης.

Στην περίπτωση της οιονεί - μόνιμης φόρτισης, $\beta = 0.5$.

M_{cr} η ροπή ρηγμάτωσης του στοιχείου

M η μέγιστη ροπή του στοιχείου

3.3.3.3 Άλλες Μέθοδοι

Υπάρχουν και άλλες προσεγγίσεις στο ζήτημα της εύρεσης μετακινήσεων σε μια «ενδιάμεση» κατάσταση μεταξύ αρηγμάτωτης και πλήρως ρηγματωμένης κατάστασης. Ενώ ο EC2, όπως περιγράφεται παραπάνω, τροποποιεί απ' ευθείας το τελικό μέγεθος (εδώ, κατακόρυφη παραμόρφωση δομικού στοιχείου) με μια στάθμιση χρησιμοποιώντας τη ροπή ρηγμάτωσης (ή αξονική δύναμη ρηγμάτωσης ή γενικότερα τάση στον εφελκυσμένο οπλισμό ρηγμάτωσης, βλ. αναλυτικά EC2 § 7.4.3), άλλες μέθοδοι χρησιμοποιούν στάθμιση στην ροπή αδρανείας, μεταξύ της αρηγμάτωτης ροπής αδρανείας I_{ucr} και της ρηγματωμένης I_{cr} . Τέτοια σχέση προτάθηκε από τον Branson (1965) και είναι η ακόλουθη [59, 60]:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m I_{ucr} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] I_{cr} \quad (3.24)$$

με

M_{cr} ροπή ρηγμάτωσης

M_a μέγιστη ροπή δοκού

I_{ucr} ροπή αδράνειας αρηγμάτωσης διατομής λαμβάνοντας υπόψη τη συνεισφορά του εφελκόμενου οπλισμού (βλ. και § 3.3.3.4)

I_{cr} ροπή αδράνειας ρηγματωμένης διατομής λαμβάνοντας υπόψη τη συνεισφορά του οπλισμού της διατομής (βλ. και § 3.3.3.4)

$m = 3-0.8\rho$ σύμφωνα με τους Al-Shaikh και Al-Zaid (1993) [60, 61]

ρ ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού

Η σχέση του Branson υιοθετήθηκε από διάφορους κανονισμούς μεταξύ των οποίων οι ACI 318-05 (ACI 2005), AASHTO⁹ LFRD (AASHTO 2005), CSA¹⁰ A23.3-04 (CSA 2004), AS 3600¹¹ (SAA 1994), TS 500¹² (TS 2000). [60]

Επίσης, ο Bischoff (2005) πρότεινε την εξής σχέση:

$$\frac{1}{I_e} = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^m \frac{1}{I_{ucr}} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] \frac{1}{I_{cr}} \quad (3.25)$$

με $m = 2$ έτσι ώστε η συνεισφορά της εφελκυστικής δυσκαμψίας (tension stiffening, βλ. υποσημείωση 7) να είναι εξαρτημένη μόνο από το επιβαλλόμενο φορτίο (M_a/M_{cr}), όπως επεξηγείται αναλυτικά από τον Bischoff [60, 62].

3.3.3.4 Υπολογισμός Ροπής Αδράνειας Δοκών και Υποστυλωμάτων

Αρηγμάτωση Διατομή

Η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωσης διατομής I_g υπολογίζεται από τη σχέση [63]

⁹ American Association of State Highway and Transportation Officials

¹⁰ Canadian Standards Association

¹¹ Australian Code for Structural Concrete

¹² Turkish Standards

$$I_{ucr} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(x_{ucr} - \frac{h}{2} \right)^2 + a_e A'_s (x_{ucr} - d')^2 + a_e A_s (d - x_{ucr})^2 \quad (3.26)$$

με

b πλάτος διατομής

h ύψος διατομής

x_{ucr} απόσταση άνω ακραίας ίνας από τον ουδέτερο άξονα (θεωρώντας προφανώς αρηγμάτωτη διατομή) με [63]

$$x_{ucr} = \frac{1}{2} \left(\frac{A_c h + 2a_e A_s d + 2a_e A'_s d'}{A_c + a_e A_s + a_e A'_s} \right) \quad (3.27)$$

a_e E_s/E_c

A'_s, A_s εμβαδό θλιβόμενου και εφελκόμενου οπλισμού διατομής, αντίστοιχα και είναι οι τελικοί οπλισμοί των διατομών

d απόσταση κάτω (εφελκόμενου) οπλισμού από την άνω ακραία ίνα της διατομής

d' απόσταση άνω οπλισμού από άνω ακραία ίνα της διατομής

A_c εμβαδό διατομής

E_s Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα = 200 GPa

E_c για ΣΠΣ ίσο με 30 GPa, για ΕΣ ίσο με 30 GPa · η_E

η_E $(\gamma_{\text{όσπλου}}/2200)^2$

$\gamma_{\text{όσπλου}}$ ειδικό βάρος όσπλου ΕΣ

Ρηγματωμένη Διατομή

Η ροπή αδράνειας ρηγματωμένης διατομής υπολογίζεται από τη σχέση [63]

$$I_{cr} = bd^3 \left[\frac{1}{3} \left(\frac{x_{cr}}{d} \right)^3 + a_e \rho \left(1 - \frac{x_{cr}}{d} \right)^2 + a_e \rho' \left(\frac{x_{cr}}{d} - \frac{d'}{d} \right)^2 \right] \quad (3.28)$$

με

ρ A_s/bd

ρ' A'_s/bd'

$$x_{cr} = d \cdot \left[-a_e (\rho + \rho') + \sqrt{\alpha_e^2 \cdot (\rho + \rho')^2 + 2\alpha_e \cdot \left[\rho + \rho' \cdot \left(\frac{d'}{d} \right) \right]} \right] \quad (3.29)$$

3.3.3.5 Υπολογισμός Ροπής Ρηγμάτωσης

Σύμφωνα με τον EC2:

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm,fl} \cdot I_{ucr}}{y_t} \quad (3.30)$$

με

y_t απόσταση ακραίας εφελκόμενης ίνας από τον ουδέτερο άξονα = h-x

$f_{ctm,fl}$ μέση καμπτική εφελκυστική αντοχή, που μπορεί να υπολογιστεί από την Εξ.

3.23, EC2:

$$f_{ctm,fl} = \max \left[f_{ctm}, \left(1.6 - \frac{h}{1000} f_{ctm} \right) \right] \quad (3.31)$$

με

h συνολικό ύψος στοιχείου σε mm

f_{ctm} μέση αξονική εφελκυστική αντοχή, υπολογιζόμενη από τη σχέση στον

Πιν.3.1, EC2:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3.32)$$

Για C20 και LC20, $f_{ctm} = 2.21$ MPa.

Ειδικά για το ΕΣ, η τιμή $f_{ctm,fl}$ πρέπει να πολλαπλασιαστεί με τον μειωτικό συντελεστή η_1 , που υπολογίζεται από την Εξ. (2.8).

3.3.3.6 Τελικά Αποτελέσματα

Πλάκα Π3

Πλάκα Π3		Υπολογισμός I_{ucr}						Υπολογισμός M_{cr}			M_{max} υπό G + $0.3 \cdot Q$ (kNm)
γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	η_E	E_{cm} (GPa)	a_e	d (cm)	x_{ucr} (cm)	I_{ucr} (cm ⁴)	η_1	$f_{ctm,fl}$ (kN/m ²)	M_{cr} (kNm)	
25	18	-	30.0	6.7	14.8	9.1	4.97	-	3138.8	17.5	14.5
13	16	0.30	8.9	22.4	12.3	8.2	3.58	0.73	2314.9	10.7	9.6
	18				14.3	9.2	5.09		2282.8	13.3	10.1

	20				16.3	10.2	6.97		2250.6	16.1	10.7
	22				18.3	11.2	9.26		2218.5	19.1	11.2
14	16	0.35	10.5	19.1	12.3	8.2	3.56	0.75	2401.7	11.0	9.9
	18				14.3	9.2	5.07		2368.4	13.7	10.5
	20				16.3	10.2	6.94		2335.0	16.6	11.1
	22				18.3	11.2	9.21		2301.6	19.7	11.6
15	16	0.40	12.1	16.5	12.3	8.2	3.54	0.78	2488.5	11.3	10.2
	18				14.3	9.2	5.04		2454.0	14.1	10.9
	20				16.3	10.2	6.91		2419.4	17.0	11.5
	22				18.3	11.2	9.18		2384.8	20.2	12.1
16	16	0.46	13.9	14.3	12.3	8.2	3.53	0.81	2575.3	11.6	10.6
	18				14.3	9.2	5.02		2539.6	14.5	11.2
	20				16.3	10.2	6.88		2503.8	17.5	11.9
	22				18.3	11.2	9.15		2468.0	20.8	12.5
17	16	0.53	15.9	12.6	12.3	8.2	3.52	0.84	2662.1	11.9	10.9
	18				14.3	9.2	5.01		2625.2	14.9	11.6
18	16	0.60	17.9	11.2	12.3	8.1	3.51	0.86	2749.0	12.3	11.2
	18				14.3	9.1	5.00		2710.8	15.3	12.0
14	16	0.35	10.5	19.1	12.3	8.2	3.56	0.75	2401.7	11.0	9.7

Πίνακας 3.14: Αποτελέσματα υπολογισμών για I_{ucr} και M_{cr}

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	x_{cr} (cm)	J_{cr} (cm ⁴)	J_{cr}/J_g	ζ	$\Delta_{1,\Pi3,el+creep+crack}$ (mm)	$\Delta_{2,\Pi3,el+creep+crack}$ (mm)	$\Delta_{3,\Pi3,el+creep+crack}$ (mm)
25	18	2.8	0.56	0.11	0.879	9.0	8.6	8.3
13	16	4.0	0.88	0.24	0.898	12.1	11.7	11.5
	18	4.2	1.14	0.22	0.904	10.2	9.9	9.7
	20	4.4	1.42	0.20	0.909	9.2	8.9	8.7
	22	4.5	1.73	0.19	0.915	8.2	7.9	7.8
14	16	3.8	0.79	0.22	0.904	12.0	11.6	11.3
	18	4.0	1.02	0.20	0.906	10.2	9.9	9.6
	20	4.1	1.28	0.18	0.913	9.0	8.7	8.5
	22	4.3	1.56	0.17	0.918	7.9	7.7	7.5
15	16	3.6	0.72	0.20	0.903	11.8	11.4	11.1
	18	3.8	0.93	0.18	0.816	9.7	9.4	9.1
	20	3.9	1.16	0.17	0.914	8.6	8.3	8.1
	22	4.1	1.41	0.15	0.914	7.7	7.4	7.2
16	16	3.4	0.66	0.19	0.903	11.6	11.1	10.8

	18	3.6	0.85	0.17	0.911	9.7	9.3	9.0
	20	3.8	1.06	0.15	0.917	8.3	8.0	7.8
	22	3.9	1.29	0.14	0.923	7.5	7.2	7.0
17	16	3.3	0.61	0.17	0.904	11.5	11.0	10.7
	18	3.4	0.78	0.16	0.911	9.7	9.3	9.0
18	16	3.2	0.56	0.16	0.906	11.0	10.5	10.2
	18	3.3	0.72	0.14	0.913	9.4	9.0	8.8
14	16	3.8	0.79	0.22	0.904	9.5	9.2	9.0

Πίνακας 3.15: Τελικές παραμορφώσεις πλάκας Π3

Δοκός Β2

Δοκός Β2		Υπολογισμός I_{ucr}								Υπολογισμός M_{cr}			M_{max} υπό G + $0.3 \cdot Q$ (kNm)
γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	η_E	E_{cm} (GPa)	a_e	ρ (%)	ρ' (%)	d (cm)	x_{ucr} (cm)	I_{ucr} (cm ⁴)	η_1	$f_{ctm,fl}$ (kN/m ²)	M_{cr} (kNm)	
25	18	-	30.0	6.7	0.41%	0.20%	56.8	30.4	48.9	-	2210.4	36.5	74.2
13	16	0.30	8.9	22.4	0.23%	0.16%	51.3	27.9	40.7	0.73	1688.0	25.3	56.0
	18				0.24%	0.16%	51.3	27.9	40.9		1688.0	25.5	58.1
	20				0.24%	0.16%	51.3	27.9	40.9		1688.0	25.5	59.9
	22				0.25%	0.16%	51.3	28.0	41.0		1688.0	25.6	62.3
14	16	0.35	10.5	19.1	0.24%	0.17%	51.3	27.8	40.0	0.75	1751.3	25.8	58.8
	18				0.24%	0.17%	51.3	27.8	40.1		1751.3	25.8	59.5
	20				0.25%	0.17%	51.3	27.9	40.2		1751.3	25.9	62.3
	22				0.26%	0.17%	51.3	27.9	40.3		1751.3	26.0	64.4
15	16	0.40	12.1	16.5	0.24%	0.17%	51.3	27.8	39.3	0.78	1814.6	26.2	59.5
	18				0.25%	0.17%	51.3	27.8	39.4		1814.6	26.3	43.4
	20				0.26%	0.17%	51.3	27.8	39.5		1814.6	26.4	63.7
	22				0.26%	0.17%	51.3	27.9	39.6		1814.6	26.5	64.1
16	16	0.46	13.9	14.3	0.25%	0.17%	51.3	27.7	38.8	0.81	1877.9	26.8	60.9
	18				0.25%	0.17%	51.3	27.8	38.9		1877.9	26.8	63.7
	20				0.26%	0.17%	51.3	27.8	39.0		1877.9	26.9	66.2
	22				0.27%	0.17%	51.3	27.8	39.1		1877.9	27.0	68.6
17	16	0.53	15.9	12.6	0.25%	0.18%	51.3	27.7	38.4	0.84	1941.1	27.3	62.3
	18				0.26%	0.18%	51.3	27.7	38.5		1941.1	27.4	65.1
18	16	0.60	17.9	11.2	0.26%	0.19%	51.3	27.7	38.1	0.86	2004.4	28.0	64.4
	18				0.27%	0.19%	51.3	27.7	38.2		2004.4	28.0	67.2

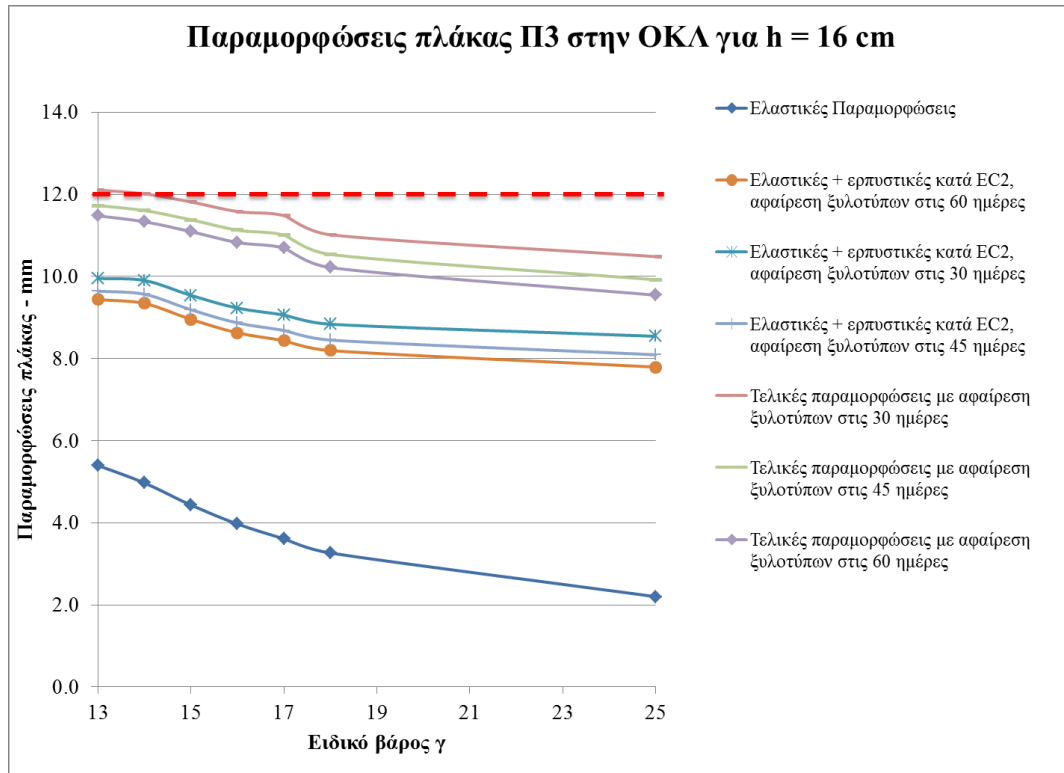
Πίνακας 3.16: Αποτελέσματα υπολογισμών για I_{ucr} και M_{cr}

γ (kN/m ₃)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	x_{cr} (cm)	J_{cr} (cm ⁴)	J_{cr}/J_g	ζ	$\Delta_{1,B2,el+creep+crack}$ (mm)	$\Delta_{2,B2,el+creep+crack}$ (mm)	$\Delta_{3,,B2,el+creep+crack}$ (mm)
25	18	11.4	11.8	0.24	0.879	2.6	2.5	2.4
13	16	13.1	16.9	0.42	0.898	4.1	4.0	4.0
	18	13.4	17.3	0.42	0.904	4.1	4.0	4.0
	20	13.5	17.5	0.43	0.909	4.4	4.3	4.2
	22	13.6	17.7	0.43	0.915	4.4	4.3	4.2
14	16	12.6	15.2	0.38	0.904	4.1	4.0	4.0
	18	12.6	15.3	0.38	0.906	4.1	4.0	3.9
	20	12.8	15.6	0.39	0.913	4.2	4.1	4.0
	22	13.0	15.9	0.39	0.918	4.0	3.9	3.8
15	16	11.8	13.5	0.34	0.903	4.1	4.0	3.9
	18	12.0	13.7	0.35	0.816	3.9	3.7	3.7
	20	12.2	14.0	0.35	0.914	4.1	3.9	3.9
	22	12.4	14.3	0.36	0.914	3.9	3.8	3.7
16	16	11.3	12.2	0.31	0.903	3.8	3.7	3.6
	18	11.5	12.4	0.32	0.911	3.7	3.6	3.5
	20	11.6	12.6	0.32	0.917	3.9	3.8	3.7
	22	11.8	12.8	0.33	0.923	3.8	3.7	3.6
17	16	10.8	11.1	0.29	0.904	3.8	3.6	3.6
	18	11.0	11.4	0.30	0.911	3.6	3.5	3.4
18	16	10.4	10.2	0.27	0.906	3.5	3.4	3.3
	18	10.6	10.4	0.27	0.913	3.5	3.4	3.3

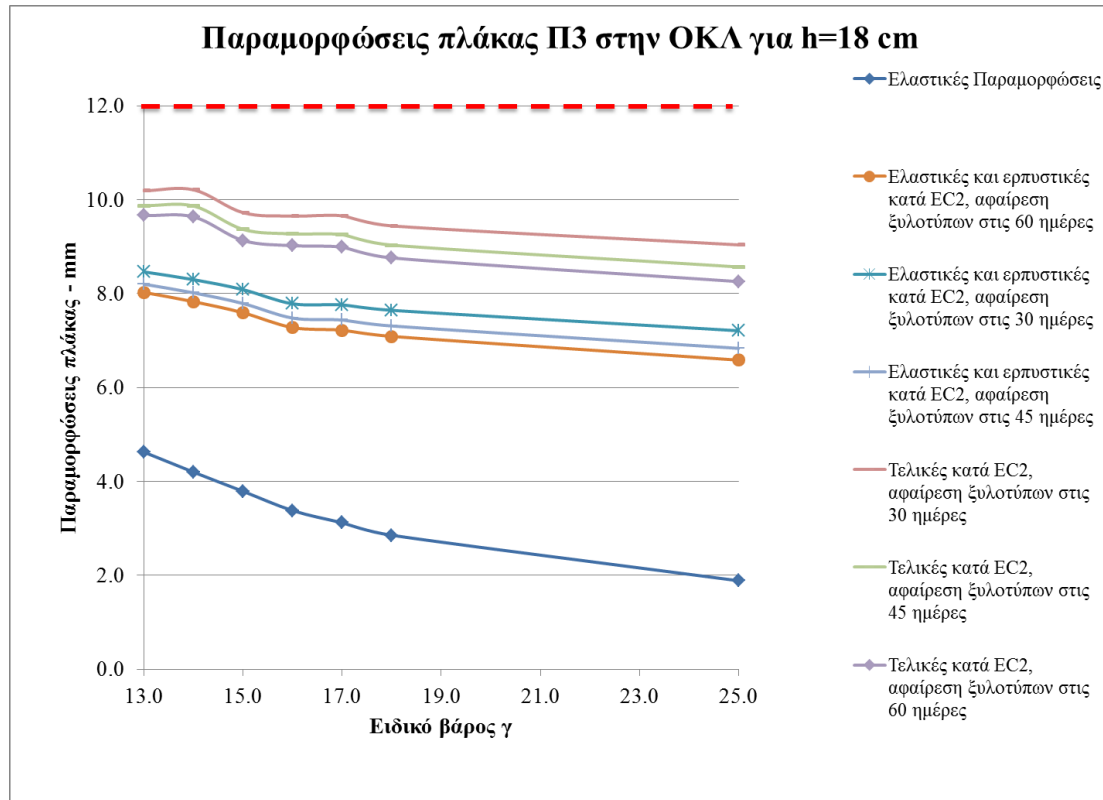
Πίνακας 3.17: Τελικές παραμορφώσεις δοκού B2

3.3.4 Τελικά Αποτελέσματα και Συμπεράσματα

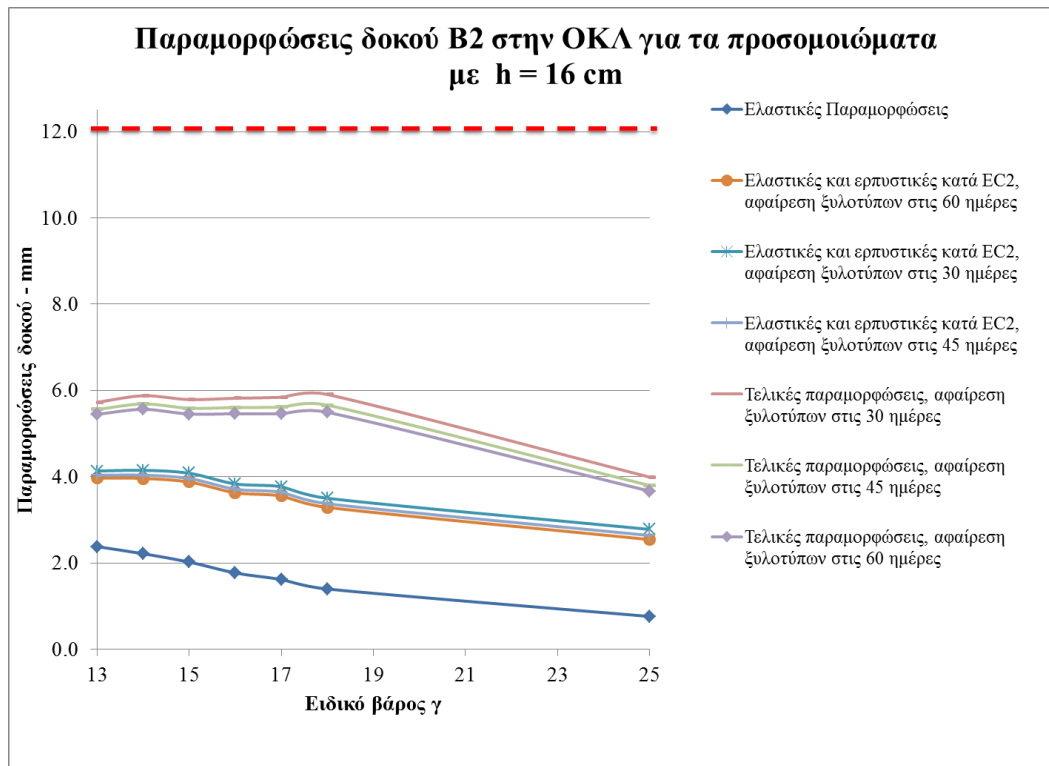
Τα τελικά αποτελέσματα των παραμορφώσεων των δυσμενέστερων στοιχείων της κατασκευής (πλάκα Π3 και δοκός B2) παρουσιάζονται στα: Πίνακας 3.15 και Πίνακας 3.17 και Σχήμα 3.5 ως Σχήμα 3.10.



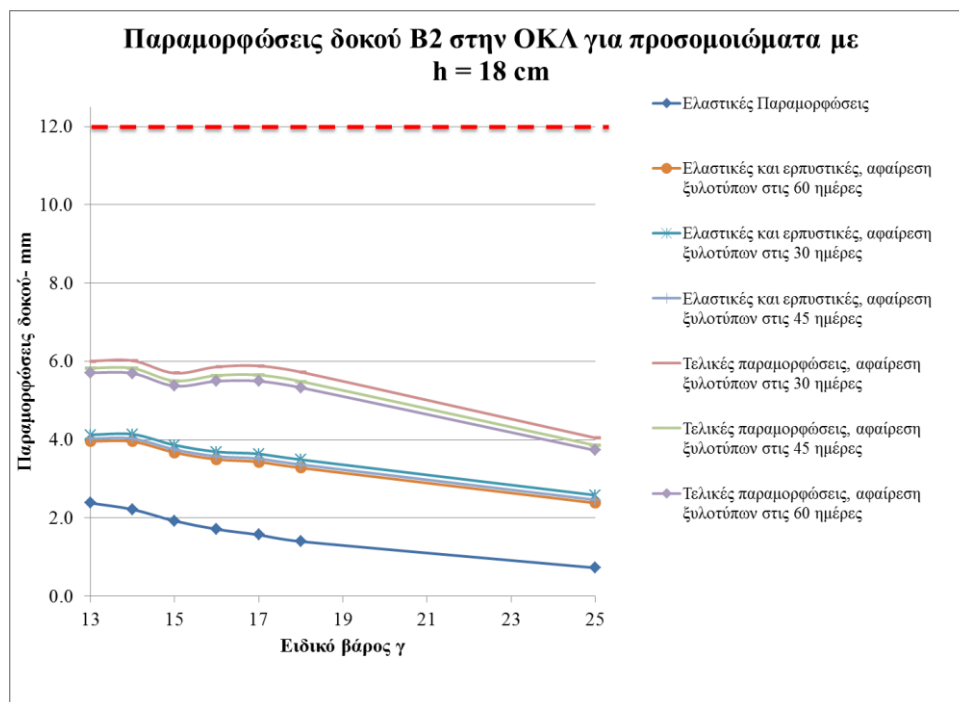
Σχήμα 3.5: Παραμορφώσεις πλάκας Π3 5^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά ειδικά βάρη σκυροδέματος γ για πάχος πλάκας $h_{πλ} = 16 \text{ cm}$



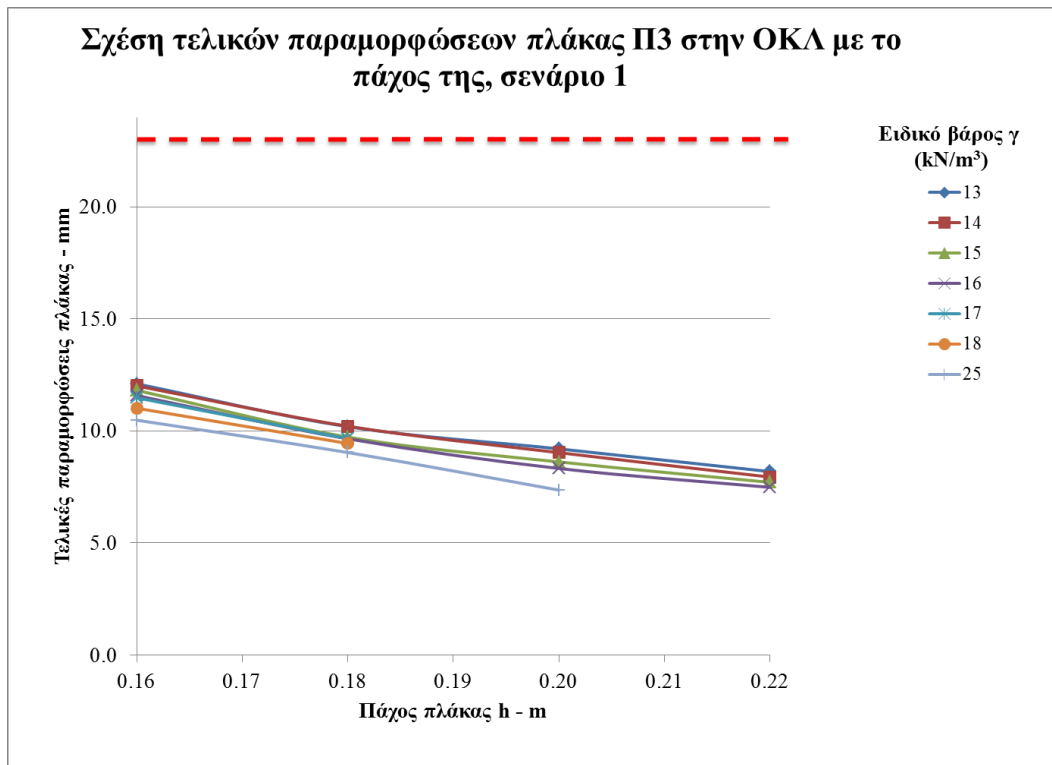
Σχήμα 3.6: Παραμορφώσεις πλάκας Π3 του 5^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά γ για πάχος πλάκας $h_{πλ} = 18$ cm



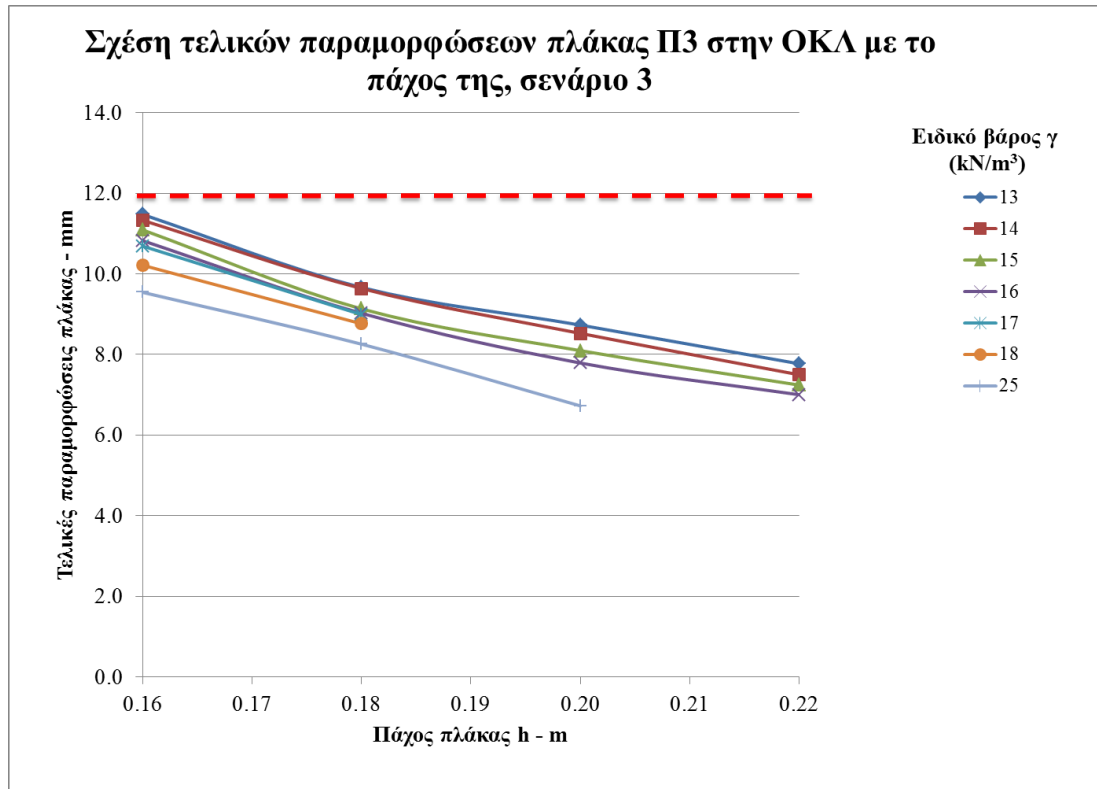
Σχήμα 3.7: Παραμορφώσεις δοκού B2 του 5^{ου} ορόφου στην ΟΚΛ για διαφορετικά γ προσομοιωμάτων με $h_{\text{πλ}} = 16 \text{ cm}$



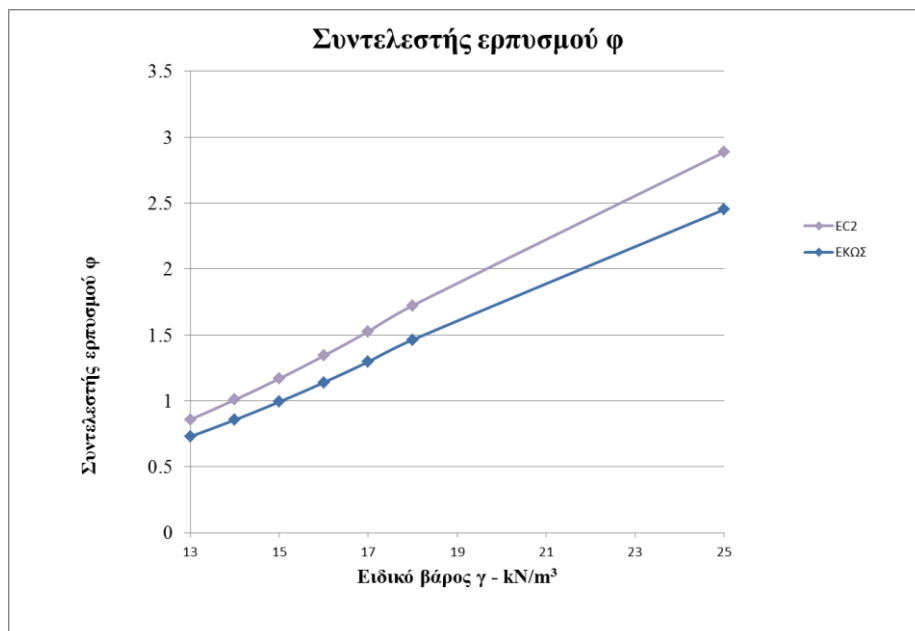
Σχήμα 3.8: Παραμορφώσεις δοκού B2 5^{ου} ορόφου για διαφορετικά γ προσομοιωμάτων με $h_{\text{πλ}} = 18 \text{ cm}$



Σχήμα 3.9: Σχέση τελικών παραμορφώσεων πλάκας Π3 5^{ου} ορόφου με το πάχος της, για αφαίρεση ξυλοτύπων στις 30 ημέρες



Σχήμα 3.10: Σχέση τελικών παραμορφώσεων πλάκας Π3 5^{ου} ορόφου με το πάχος της, για αφαίρεση ξυλοτύπων στις 60 ημέρες



Σχήμα 3.11: Σύγκριση συντελεστών ερπυσμού φ κατά EC2 και EKOΣ

Με δεδομένο ότι τα όρια της παραμόρφωσης είναι $L/250 = 24 \text{ mm}$ για τα δυο πρώτα σενάρια και $L/500 = 12 \text{ mm}$ για το τρίτο (βλ. § 3.3), παρατηρούμε τα εξής:

Τόσο για τις δοκούς όσο και για τις πλάκες, η αύξηση του γ επιφέρει μείωση των ελαστικών παραμορφώσεων. Αυτό σημαίνει ότι η μείωση του ίδιου βάρους για μικρότερα γ δεν είναι αρκετή για να αντισταθμίσει την μείωση του μέτρου ελαστικότητας.

Για τις δοκούς, τόσο για το κτίριο από ΣΠΣ όσο και για αυτό από ΕΣ, ακόμα και για πολύ μικρά ειδικά βάρη, δεν υπάρχει πρόβλημα σχετικά με τις παραμορφώσεις αφού οι έλεγχοι ικανοποιούνται και δεν παρατηρούνται ούτε οριακές καταστάσεις. Η μεγαλύτερη παραμόρφωση δοκού προκύπτει για $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, ίση με περίπου 6 mm με όριο τα 12 mm .

Όσον αφορά τις πλάκες, παρατηρούμε ότι το όριο των $L/250 = 24 \text{ mm}$, που αντιστοιχεί στα δύο πρώτα σενάρια αφαίρεσης ξυλοτύπων, ικανοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις, για όλα τα ειδικά βάρη γ . Παράλληλα, το όριο του $L/500 = 12 \text{ mm}$ που αφορά τις παραμορφώσεις που μπορεί να προκαλέσουν βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία, και αντιστοιχεί πρακτικά στο τρίτο σενάριο αφαίρεσης ξυλοτύπων (60 ημέρες) αφού τότε θεωρούμε ότι τοποθετούνται τα μη φέροντα στοιχεία, ικανοποιείται μεν αλλά οριακά για πάχη πλάκας 16 cm . Για πάχη πλάκας 18 cm ικανοποιείται με μεγαλύτερη διαφορά από τις οριακές τιμές, με τις δυσμενέστερες τιμές (για μικρά γ) να βρίσκονται γύρω στα 10 mm .

Πρέπει να σημειωθεί ότι η στάθμιση αυτή για τα προσομοιώματα των πλακών τόσο από ΕΣ όσο και από ΣΠΣ γίνεται με θεώρηση ρηγματωμένης κατάστασης μόνο των δοκών, αφού σε όλες τις περιπτώσεις δεν έχει ρηγματωθεί η πλάκα υπό τα φορτία του οιονεί μόνιμου συνδυασμού δράσεων (βλ. και § 3.3.3.1).

Συμπερασματικά, η μείωση του γ επιφέρει αύξηση των τελικών παραμορφώσεων, όπως ήταν αναμενόμενο. Η αύξηση αυτή είναι περισσότερο αποτέλεσμα των μεγάλων ελαστικών παραμορφώσεων, παρά του ερπυσμού και της ρηγμάτωσης. Όσον αφορά τη ρηγμάτωση, το ζ παραμένει στα ίδια επίπεδα με τη μείωση του γ , επειδή ο λόγος M_{cr}/M_{max} δεν μεταβάλλεται σημαντικά, επειδή τόσο το M_{cr} όσο και το

M_{max} μειώνονται σχεδόν ανάλογα, το πρώτο λόγω της μείωσης του E και το δεύτερο λόγω της μείωσης των φορτίων.

Παράλληλα, μεγάλη μείωση των παραμορφώσεων επιφέρει η αύξηση του h , καθώς η αύξηση της ροπής αδρανείας υπερκαλύπτει την αύξηση των ιδίων βαρών.

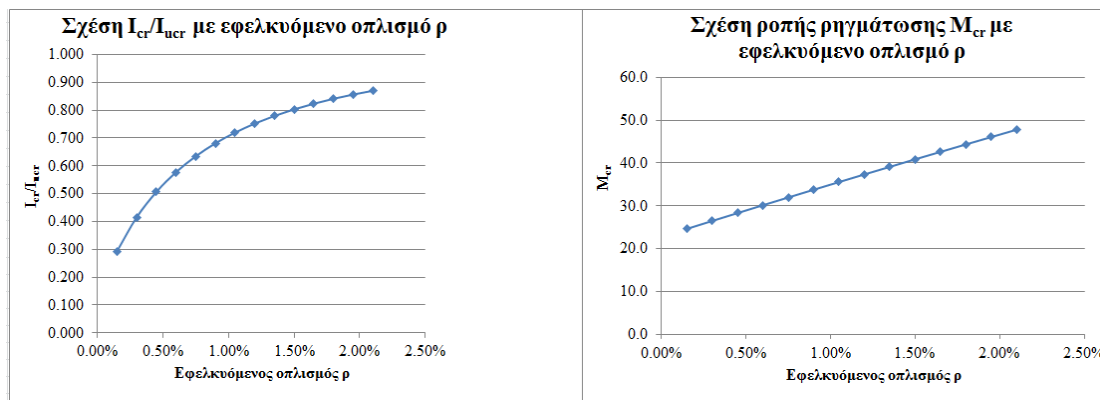
Παρατηρούμε επίσης ότι η επιρροή του ερπυσμού είναι σημαντική, καθώς σχεδόν διπλασιάζει τις ελαστικές παραμορφώσεις. Επιπλέον, βλέπουμε ότι η συνεισφορά της ρηγμάτωσης στις τελικές παραμορφώσεις είναι πολύ μεγάλη, ανάλογη της συνεισφοράς του ερπυσμού για τις πλάκες και ακόμα μεγαλύτερη από τη συνεισφορά του ερπυσμού για τις δοκούς. Ειδικά για τις δοκούς, η ρηγμάτωση μπορεί να υπερδιπλασιάσει την ελαστική παραμόρφωση.

Επισημαίνεται επίσης ότι το I_{cr} και η M_{cr} εξαρτώνται από την όπλιση του δομικού στοιχείου. Για τον υπολογισμό του θεωρήθηκαν οι τελικοί οπλισμοί της ανάλυσης, συμπεριλαμβανομένης της σεισμικής ανάλυσης. Η επιρροή του οπλισμού στα μεγέθη αυτά φαίνεται στα παρακάτω σχήματα, για τη δοκό B2 του προσομοιώματος με $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ και $h_{\pi\lambda} = 16 \text{ cm}$:

ρ (%)	x_{ucr} (cm)	I_{ucr} (10^{-4} m^4)	x_{cr} (cm)	J_{cr} ($10^{-4} \cdot \text{m}^4$)	J_{cr}/J_g	M_{cr} (kNm)
0.15%	27.5	38.6	10.3	11.3	0.294	24.6
0.30%	28.1	40.6	13.9	16.9	0.415	26.5
0.45%	28.7	42.6	16.5	21.5	0.506	28.3
0.60%	29.2	44.4	18.6	25.6	0.578	30.1
0.75%	29.7	46.1	20.3	29.3	0.635	32.0
0.90%	30.2	47.8	21.7	32.6	0.681	33.8
1.05%	30.7	49.4	23.0	35.6	0.720	35.6
1.20%	31.1	50.9	24.1	38.3	0.752	37.3
1.35%	31.5	52.4	25.1	40.9	0.780	39.1
1.50%	31.9	53.8	26.1	43.2	0.803	40.9
1.65%	32.3	55.2	26.9	45.4	0.824	42.6
1.80%	32.7	56.4	27.7	47.5	0.841	44.4
1.95%	33.1	57.7	28.4	49.4	0.857	46.1
2.10%	33.4	58.9	29.1	51.2	0.870	47.8

Πίνακας 3.18: Υπολογισμός M_{cr} και I_{cr}/I_{ucr} . Θεωρείται $\rho' = 0.15\%$. Τα υπόλοιπα μεγέθη που χρησιμοποιούνται στους

υπολογισμούς βρίσκονται στους: Πίνακας 3.16, Πίνακας 3.17 για $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ και $h_{\text{πλ}} = 16 \text{ cm}$.



Σχήμα 3.12: Σχέση ρ με I_{cr}/I_{ucr} και M_{cr}

Παρατηρούμε ότι η αύξηση του εφελκόμενου οπλισμού αυξάνει τόσο τη M_{cr} όσο και τον λόγο I_{cr}/I_{ucr} . Συνεπώς, η αύξηση του οπλισμού μειώνει σημαντικά τις παραμορφώσεις στην ΟΚΛ, αφού αφενός η αύξηση του M_{cr} θα αυξήσει το λόγο M_{cr}/M_{max} και θα μειωθεί το ζ , αφετέρου θα αυξηθεί ο λόγος I_{cr}/I_{ucr} άρα το προσομοίωμα με τις πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες θα αποδώσει μικρότερες παραμορφώσεις.

Τέλος, ο λόγος I_{cr}/I_{ucr} είναι πολύ μικρότερος για το ΣΠΣ σε σχέση με το ΕΣ. Για τις πλάκες από ΣΠΣ ο λόγος είναι περίπου 0.08 και για τις δοκούς 0.24, ενώ οι αντίστοιχες τιμές για ΕΣ μικρών γ κυμαίνονται στις τιμές 0.16-0.17 και 0.38-0.40 αντίστοιχα. Αυτό συμβαίνει διότι το $a_e = E_s/E_c$ για το ΕΣ είναι πολύ μεγαλύτερο σε σχέση με το ΣΠΣ και έτσι η συνεισφορά των οπλισμών στη ρηγματωμένη διατομή είναι πολύ μεγαλύτερη. Επίσης το ΣΠΣ «χάνει» συνεισφορά σκυροδέματος με μεγαλύτερο E όταν ρηγματώνεται σε σχέση με το ΕΣ. Το φαινόμενο γίνεται πιο έντονο όσο αυξάνεται το ποσοστό οπλισμού της διατομής.

Συμπερασματικά, οι παραμορφώσεις στην ΟΚΛ είναι ένα κρίσιμο μέγεθος για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση στοιχείων από ΕΣ, σε αντίθεση με συνήθεις κατασκευές από ΣΠΣ. Το γεγονός αυτό απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή για τον μελετητή, καθώς ενώ είναι ασυνήθιστο για το ΣΠΣ να ικανοποιούνται οι έλεγχοι της ΟΚΑ αλλά όχι της ΟΚΛ, στο ΕΣ είναι πιθανό να συμβεί.

Στο «Α Παράρτημα: Διερεύνηση Σχέσης Πάχους Πλάκας με Οπλισμό» ερευνάται η σχέση του πάχους πλάκας με τον απαιτούμενο οπλισμό της, για τη γεωμετρία και τα φορτία της Π3, χωρίς όμως να λαμβάνονται υπόψη οι έλεγχοι παραμορφώσεων, για συγκριτικούς σκοπούς.

Τέλος, από τον έλεγχο των παραμορφώσεων στην ΟΚΛ καταλήγουμε θεωρητικά το ελάχιστο εφικτό γ που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στη συγκεκριμένη κατασκευή είναι 13 kN/m^3 και $h_{\text{πλ}} = 16 \text{ cm}$. Λόγω όμως της πολύ μεγάλης πτώσης του μέτρου ελαστικότητας (που είναι πολύ σημαντική παράμετρος και στις σεισμικές οριζόντιες παραμορφώσεις όπως θα δούμε στη συνέχεια), επιλέγουμε να συνεχίσουμε με $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$.

3.4 Έλεγχος Εύρους Ρωγμής

Ο έλεγχος του εύρους ρωγμής γίνεται κατά EC2 § 7.3.4

Το εύρος ρωγμής w_k ισούται με

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.33)$$

με

$s_{r,max}$ μέγιστη απόσταση ρωγμών

ε_{sm} είναι η μέση ανηγμένη παραμόρφωση του οπλισμού υπό τον κατάλληλο συνδυασμό δράσεων, περιλαμβάνοντας και την επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων καθώς και της εφελκυστικής συμβολής στη δυσκαμψία. Λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρόσθετη τάση εφελκυσμού μετά από την κατάσταση μηδενικής παραμόρφωσης του σκυροδέματος στην ίδια στάθμη.

ε_{cm} μέση ανηγμένη παραμόρφωση του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq \frac{0.6\sigma_s}{E_s} \quad (3.34)$$

όπου

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ [EC2 7.1 (2)]}$$

- f_{ctm} υπολογίζεται από την Εξ. (3.32)
- σ_s η τάση στον εφελκόμενο οπλισμό που προκύπτει με παραδοχή ρηγματωμένης διατομής. Ισούται με $\min(f_{yd}, a_e \cdot M \cdot (d-x_{cr})/I_{cr}$)
- f_{yd} τάση διαρροής χάλυβα = 434.78 MPa
- M ροπή οιονεί μόνιμου συνδυασμού (G+Q)
- d στατικό ύψος διατομής
- x_{cr} υπολογίζεται από την Εξ. (3.29)
- I_{cr} υπολογίζεται από την Εξ. (3.28)
- a_e E_s/E_{cm}
- $\rho_{p,eff}$ $=(A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$
- A_p' εμβαδόν τενόντων προέντασης (=0)
- $A_{c,eff}$ ενεργός επιφάνεια εφελκόμενου σκυροδέματος που περιβάλλει τον οπλισμό ύψους $h_{c,ef}$
- $h_{c,ef}$ $\min(2.5(h - d), (h - x)/3, h/2)$
- k_t συντελεστής που εξαρτάται από τη διάρκεια της φόρτισης ίσος 0.6 για βραχυχρόνια φόρτιση και 0.4 για μακροχρόνια φόρτιση.
- k_3 = 3.4 (Εθνικό Προσάρτημα – συνιστώμενες τιμές EC2)
- k_4 = 0.425 (Εθνικό Προσάρτημα – συνιστώμενες τιμές EC2)
Αν η απόσταση των ράβδων είναι μικρότερη από $5(c+\Phi/2)$ τότε ισχύει

$$\sigma_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \varphi}{\rho_p} \quad (3.35)$$

όπου

Φ διάμετρος ράβδου

- c επικάλυψη διαμήκους οπλισμού
- k₁ συντελεστής σχετικά με τις ιδιότητες του οπλισμού για τη συνάφεια, ίσος με 0.8 για ράβδους υψηλής συνάφειας
- k₂ συντελεστής για να ληφθεί υπόψη η κατανομή των παραμορφώσεων, ίσος με 0.5 για κάμψη

Διαφορετικά:

$$s_{r,max} = 1.3(h - x) \quad (3.36)$$

Το όριο του w_k είναι 0.4 mm.

Ο έλεγχος γίνεται για το προσομοίωμα από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ και για το προσομοίωμα από ΣΠΣ.

Στοιχείο	E _{cm} (kN/m ²)	α _e	[M] [G+0.3Q] (kNm)	σ _s (KPa)	η ₁	f _{ct,eff} = f _{ctm} (kN/m ²)	Αριθμός εφελκυσόμενων ράβδων	Φ (mm)	A _s (m ²)
ΕΣ: δοκός Δ2 1, άκρο	12148760	16.5	61.77	125462	0.782	1728.1	7	12	7.92E-04
ΕΣ: δοκός Δ2 1, μέσο	12148760	16.5	27.2	99853.9	0.782	1728.1	4	12	4.52E-04
ΕΣ: δοκός Δ2 5, μέσο	12148760	16.5	42.5	192721	0.782	1728.1	3	12	3.39E-04
ΕΣ: πλάκα, άκρο	12148760	16.5	9.9	145732	0.782	1728.1	10	8	5.03E-04
ΕΣ: πλάκα, μέσο	12148760	16.5	6	172183	0.782	1728.1	5.56	8	2.79E-04

ΣΠΣ δοκός Δ2 1, άκρο	30000000	6.7	60.7	52216.1	-	2210.4	6	20	1.88E-03
ΣΠΣ δοκός Δ2 1 μέσο	30000000	6.7	39.6	62656.2	-	2210.4	3	20	9.42E-04
ΣΠΣ δοκός Δ2 5 μέσο	30000000	6.7	55.5	179748	-	2210.4	2	16	4.02E-04
ΣΠΣ πλάκα άκρο	30000000	6.7	14.54	158126	-	2210.4	11.1	8	5.58E-04
ΣΠΣ πλάκα μέσο	30000000	6.7	8.724	182644	-	2210.4	6.25	8	3.14E-04

Πίνακας 3.19: Υπολογισμοί εύρους ρωγμής

Στοιχείο	h (m)	b (m)	d (m)	Αριθμός θλιβόμενων ράβδων	Φ (mm)	A's (m ²)	x _{ucr} (m)	I _{ucr} (m ⁴)	I _{cr} (m ⁴)	x _{cr} (m)
ΕΣ: δοκός Δ2 1, άκρο	0.55	0.25	0.500	4	12	4.52E-04	0.283	4.49E-03	2.70E-03	0.167
ΕΣ: δοκός Δ2 1, μέσο	0.55	0.25	0.500	2	12	2.26E-04	0.281	4.03E-03	1.62E-03	0.138
ΕΣ: δοκός Δ2 5, μέσο	0.55	0.25	0.500	2	12	2.26E-04	0.278	3.94E-03	1.37E-03	0.122

ΕΣ: πλάκα, άκρο	0.16	1.00	0.135	2.78	8	1.40E-04	0.082	3.68E-04	1.06E-04	0.040
ΕΣ: πλάκα, μέσο	0.16	1.00	0.135	0	8	0.00E+00	0.082	3.55E-04	5.97E-05	0.031
ΣΠΣ δοκός Δ2 1, άκρο	0.6	0.25	0.500	3	20	9.42E-04	0.306	5.39E-03	2.59E-03	0.166
ΣΠΣ δοκός Δ2 1 μέσο	0.6	0.25	0.500	2	20	6.28E-04	0.301	5.01E-03	1.57E-03	0.127
ΣΠΣ δοκός Δ2 5 μέσο	0.6	0.25	0.500	2	16	4.02E-04	0.299	4.77E-03	8.45E-04	0.089
ΣΠΣ πλάκα άκρο	0.18	1.00	0.160	3.13	8	1.57E-04	0.091	5.06E-04	7.88E-05	0.032
ΣΠΣ πλάκα μέσο	0.18	1.00	0.160	0	8	0.00E+00	0.091	4.96E-04	4.33E-05	0.024

Πίνακας 3.20: Υπολογισμοί εύρους ρωγμής

Στοιχείο	$h_{c,eff}$ (m)	$A_{c,eff}$ (m ²)	$\rho_{p, eff}$	c (m)	Απόσταση μεταξύ οπλισμών (m)	$5 \cdot (c + \phi/2)$ (m)	$s_{r,max}$ (m)	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$ (m)	w_k (mm)
ΕΣ: δοκός Δ2 1, άκρο	0.125	0.0313	0.0253	0.035	0.045	0.205	0.200	3.76E-04	0.08

ΕΣ: δοκός Δ2 1, μέσο	0.125	0.0313	0.0145	0.035	0.090	0.205	0.260	3.00E-04	0.08
ΕΣ: δοκός Δ2 5, μέσο	0.125	0.0313	0.0109	0.035	0.090	0.205	0.307	5.78E-04	0.18
ΕΣ: πλάκα, άκρο	0.040	0.0399	0.0126	0.035	0.100	0.195	0.227	4.37E-04	0.10
ΕΣ: πλάκα, μέσο	0.043	0.0430	0.0065	0.035	0.180	0.195	0.328	5.17E-04	0.17
ΣΠΣ δοκός Δ2 1, άκρο	0.145	0.0361	0.0522	0.030	0.032	0.200	0.167	1.57E-04	0.03
ΣΠΣ δοκός Δ2 1 μέσο	0.158	0.0394	0.0239	0.030	0.063	0.200	0.244	1.88E-04	0.05
ΣΠΣ δοκός Δ2 5 μέσο	0.170	0.0426	0.0094	0.030	0.095	0.190	0.390	5.39E-04	0.21
ΣΠΣ πλάκα άκρο	0.049	0.0495	0.0113	0.030	0.090	0.170	0.223	4.74E-04	0.11
ΣΠΣ πλάκα μέσο	0.050	0.0500	0.0063	0.030	0.160	0.170	0.318	5.48E-04	0.17

Πίνακας 3.21: Υπολογισμοί εύρους ρωγμής

3.5 Σεισμική Ανάλυση

3.5.1 Παραδοχές

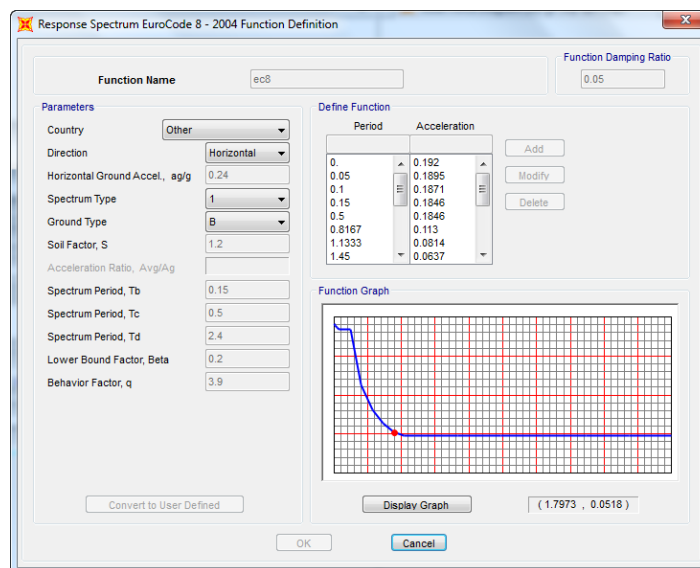
3.5.1.1 Γενικά

Η ανάλυση για σεισμικά φορτία πραγματοποιείται για όλα τα προσομοιώματα που αναλύονται στο τρίτο κεφάλαιο, δηλαδή για τους συνδυασμούς γ από 13 ως 18 kN/m^3 και $h_{\text{πλ}}$ από 16 ως 22 cm. Επειδή το κτίριο είναι ίδιο κατά x και κατά y , μελετάμε μόνο τη μια διεύθυνση.

Ο σεισμικός σχεδιασμός πραγματοποιείται ακολουθώντας τις διατάξεις του EC8. Θεωρούμε ότι το κτίριο θα κατασκευαστεί σε έδαφος κατηγορίας B και σεισμικής ζώνης Z2 και μέση κατηγορία πλαστιμότητας (DCM). Επομένως $S = 1.2$, $T_B = 0.15$ s, $T_C = 0.5$ s, $T_D = 2.0$ s, $a_{gR} = 0.24g$. Η κατηγορία σπουδαιότητας, ως κτίριο με χρήση οικίας, είναι II (συντελεστής σπουδαιότητας ίσος με μονάδα).

Οι καμπτικές ρηγματωμένες ροπές αδρανείας των δοκών λαμβάνονται ίσες με τις μισές των αρηγμάτων [§ 4.3.1 (7) EC8] και η στρεπτική ίση με το 0.1 της αρηγμάτωσης.

Το λογισμικό αυτό υποστηρίζει τόσο την μέθοδο οριζόντιας φόρτισης (που υπολογίζεται και χειροκίνητα στο § 3.5.1.6) όσο και τη δυναμική φασματική μέθοδο (response spectrum analysis) (βλ. Σχήμα 3.13) και στην εργασία χρησιμοποιούνται και οι δυο. Επίσης, μέσω του Concrete Design του λογισμικού, πραγματοποιείται αυτόματα έλεγχος κατά EC2 και EC8 στα δομικά στοιχεία του φορέα (συμπεριλαμβάνεται και ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου) [64]. Δεν λαμβάνεται όμως υπόψη από το λογισμικό ο περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, που περιγράφεται στο § 3.5.2.



Σχήμα 3.13: Ορισμός φάσματος για δυναμική φασματική ανάλυση (response spectrum)

Η μείωση της διατμητικής αντοχής για το ΕΣ λαμβάνεται υπόψη από το πρόγραμμα μέσω του συντελεστή shear strength reduction factor στον ορισμό του υλικού.

3.5.1.2 Υπολογισμός Οπλισμών

Για το ΣΠΣ, η όπλιση γίνεται αυτόματα μέσω του Concrete Design κατά EC2 και EC8 με το οποίο λαμβάνει υπόψη του τη μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή των εντατικών μεγεθών από όλους τους συνδυασμούς δράσης, σεισμικούς και μη, συνυπολογίζοντας την ικανοτική τέμνουσα δοκών και υποστυλωμάτων και φαινόμενα Ρ-Δ σε επίπεδο μέλους [64].

Για το ΕΣ όμως το λογισμικό, κατά την όπλιση του φορέα, δεν υπολογίζει τη μείωση του ϵ_{lc2u} από 3.5 σε $3.5 \cdot \eta_1$. Για το λόγο αυτό υπολογίστηκαν οι ροπές αντοχής διαφόρων διατομών δοκών και υποστυλωμάτων, κυρίως των δυσμενέστερων, τόσο με τη θεώρηση $\epsilon_{lc2u} = 3.5$ (θεώρηση με την οποία το SAP2000 υπολογίζει τους απαιτούμενους οπλισμούς [64]) όσο και με $\epsilon_{lc2u} = 3.5 \cdot \eta_1$ (βλ. C Παράρτημα: Υπολογισμός Ροπής Αντοχής Στοιχείου από ΕΣ).

$$\epsilon_{lcu2} = 3.5 \cdot \eta_1 = 3.5 \cdot \left(0.40 + 0.60 \frac{\rho}{2200}\right) = 2.736$$

Όροφος	Δοκός	Διατομή	A_s	A_s	$\epsilon_{cu2} = 3.5$	$\epsilon_{cu2} = 2.736$	Μείωση	Μείωση
--------	-------	---------	-------	-------	------------------------	--------------------------	--------	--------

			θλιβ. (cm ²)	εφελκ. (cm ²)	M _{rd} ⁺	M _{rd} ⁻	M _{rd} ⁺	M _{rd} ⁻	M _{rd} ⁺	M _{rd} ⁻
2	Δ2	Αριστερά	6.6	3	75.65	131.50	75.72	132.00	0.09%	0.38%
		Δεξιά	6.3	2.9	66.85	125.90	66.89	126.22	0.06%	0.25%
2	Δ4	Αριστερά	5.9	2.7	67.84	118.25	67.91	118.53	0.10%	0.24%
		Δεξιά	5.9	2.7	67.84	118.25	67.91	118.53	0.10%	0.24%
1	Δ2	Αριστερά	6.3	2.9	73.15	125.88	73.20	126.22	0.07%	0.27%
		Δεξιά	6.7	3.1	77.88	133.49	77.95	133.90	0.09%	0.31%

Πίνακας 3.22: Μείωση ροπής αντοχής δοκού για ΕΣ

Οι δοκοί Δ2 και Δ4 ορίζονται στο Σχήμα Β.1.

Υποστυλώμα	A _{s,tot} (m ²)	N _d (kN)	M _{rd} για ε _{cu} = 2.736	M _{rd} για ε _{cu} = 3.5	Μείωση η M _{rd}	ξ = x/d
45x45	0.002413	1100	241.87	258.37	6.4%	0.60
40x40	0.001608	630	156.45	159.64	2.0%	0.30
35x35	0.001357	622	102.49	111.2	7.8%	0.60
30x30	0.000905	110	46.26	47.53	2.7%	0.30
35x55	0.002413	170	130.91	135.32	3.3%	0.22
35x55	0.002413	720	168.93	175.75	3.9%	0.52
55x35	0.002413	170	233.87	239.47	2.3%	0.28
55x35	0.002413	720	292.23	297.38	1.7%	0.46

Πίνακας 3.23: Μείωση ροπής αντοχής υποστυλώματος για ΕΣ

Παρατηρούμε ότι για τις δοκούς η μείωση είναι ελάχιστη, της τάξεως του 0.5% άρα αμελητέα. Για τα υποστυλώματα όμως, η μείωση φτάνει το 8%, με την μείωση να αυξάνεται όσο αυξάνεται το $\xi = x/d$, με x τη θέση του ουδέτερου άξονα της διατομής και d το στατικό της ύψος. Αυτό συμβαίνει γιατί για μεγάλα ξ η συνεισφορά της δύναμης σκυροδέματος F_c στη ροπή αντοχής μεγαλώνει, άρα μείωση της F_c επιφέρει μεγαλύτερη μείωση της ροπής αντοχής. Επομένως στα υποστυλώματα, που λόγω μεγάλων αξονικών φορτίων το ξ αυξάνεται, η μείωση της M_{rd} είναι σημαντικά μεγαλύτερη από ότι στις δοκούς και δεν μπορεί να αμεληθεί. Για το λόγο αυτό, όλα τα υποστυλώματα για το κτίριο από ΕΣ ελέγχονται αναλυτικά και οπλίζονται χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα του Παραρτήματος C.

3.5.1.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Ο σεισμικός συνδυασμός δράσης είναι ο $G \pm \psi_2 Q \pm E$ με $\psi_2 = 0.3$ για χρήση κατοικίας. Οι συνδυασμοί αυτοί εισάγονται στο SAP2000 χειροκίνητα (μέσω των load combinations) για κάθε περίπτωση για καλύτερη εποπτεία (κι όχι με τον αυτοποιημένο τρόπο που παρέχει το λογισμικό). Για τη μέθοδο της οριζόντιας φόρτισης, οι σεισμικές δράσεις εισάγονται ως $E_x \pm 0.3E_y$ για τη διεύθυνση x και $E_y \pm 0.3E_x$ για τη διεύθυνση y. Οι δύο αυτοί συνδυασμοί συνδυάζονται με τα φορτία $G+0.3Q$ (με όλους τους συνδυασμούς θετικών και αρνητικών πρόσημων). Για τη μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, οι συνδυασμοί της σεισμικής δράσης γίνονται αυτόματα με SRSS.

3.5.1.4 Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q ισούται με

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (3.37)$$

με

q_0 βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και την καθ' ύψος κανονικότητα

k_w συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα και ισούται με 1 για πλαισιωτά συστήματα [EC8 5.2.2.2 (11)P].

Από τον Πίνακα 5.1 του EC8, για πλαισιωτό σύστημα, $q_0 = 3 \cdot a_u/a_1$ με $a_u/a_1 = 1.3$ για πολυώροφα πολύστυλα [EC8 5.2.2.2 (5)].

Άρα $q = 3.9$.

3.5.1.5 Φάσμα Σχεδιασμού

Επειδή οι ιδιοπερίοδοι T για όλα τα προσομοιώματα είναι μεγαλύτερες από την T_C , το φάσμα σχεδιασμού S_d ισούται με

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \geq \beta \cdot a_g \quad (3.38)$$

με β τον συντελεστή κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού = 0.2.

Το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ για $T > T_C$ ισούται με

$$S_e(T) = S_d(T) \cdot q \cdot \eta \quad (3.39)$$

με

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (3.40)$$

και ξ το λόγο ιξώδους απόσβεσης του φορέα, ίσος με 5%, άρα $\eta = 1$.

3.5.1.6 Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης

Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης είναι εφαρμόσιμη σε κτίρια η απόκριση των οποίων δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις υψηλότερες ιδιομορφές. Αυτό διασφαλίζεται όταν ισχύει $T_1 \leq \min(4T_c, 2s) = 2s$ και όταν το κτίριο είναι κανονικό καθ' ύψος. Και οι δύο προϋποθέσεις ισχύουν για όλα τα προσομοιώματα.

Η τέμνουσα δύναμη βάσης F_b ισούται με

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.41)$$

όπου

$S_d(T_1)$ η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού για περίοδο T_1

T_1 θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Οι τιμές του T_1 λαμβάνονται από την επίλυση στο SAP2000.

m η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την επιφάνεια άκαμπτης βάσης. Ισχύει $m = (G+0.3Q)/g$

λ συντελεστής διόρθωσης, ίσος με 0.85 αν $T_1 \leq 2T_c$ και το κτίριο έχει πάνω από 2 ορόφους, αλλιώς ισούται με μονάδα. Άρα, $\lambda = 0.85$.

3.5.2 Περιορισμός Σχετικής Παραμόρφωσης Ορόφων

Σύμφωνα με την § 4.4.3.2 του EC8, για κτίρια με μη-φέροντα ψαθυρά στοιχεία πρέπει να ισχύει

$$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h \quad (3.42)$$

με

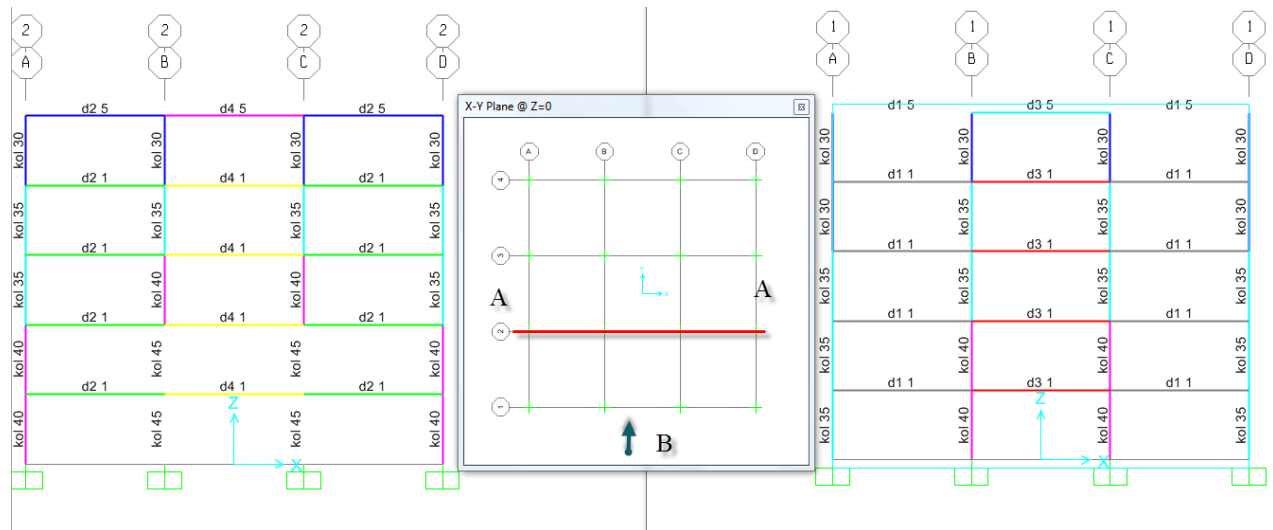
d_r τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου και υπολογίζεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου. Οι d_s υπολογίζονται για τη σεισμική δράση σχεδιασμού, η

οποία προκύπτει από την τιμή της μετακίνησης του στατικού προσομοιώματος από την ελαστική ανάλυση με το (ανελαστικό) φάσμα σχεδιασμού d_e πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή συμπεριφοράς μετακίνησης που ισούται με τον συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3.9$. Οι μετακινήσεις d_e λαμβάνονται από τη δυναμική φασματική ανάλυση.

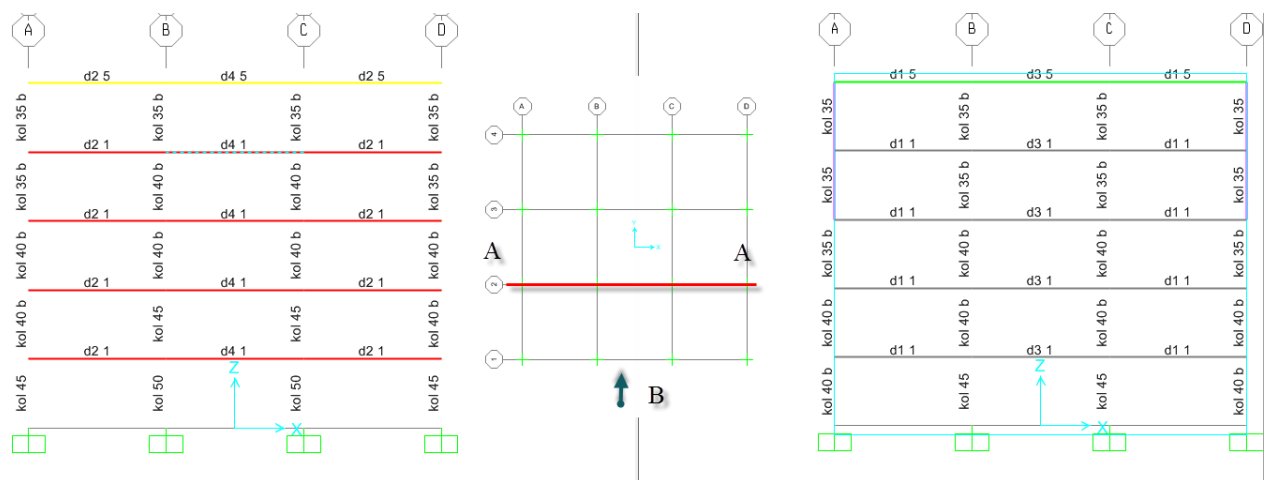
v συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Η τιμή του που καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα είναι 0.5 για κατηγορία σπουδαιότητας II.

h ύψος ορόφου

Από την ΟΚΛ, το προσομοίωμα που έχει προκύψει για το ΕΣ είναι αυτό με $\gamma = 14$ kN/m^3 και $h_{\pi\lambda} = 16$ cm. Για το ΣΠΣ, το $h_{\pi\lambda}$ είναι 18 cm. Τα στοιχεία των διατομών προκύπτουν μετά από δοκιμές και όλους τους ελέγχους κατά EC2 και EC8 μέσω του Concrete Design του SAP2000, χωρίς όμως έλεγχο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου και φαινομένων δευτέρας τάξης (θ μεγαλύτερο ή μικρότερο του 0.3, βλ. § 3.5.3). Οι διαστάσεις των δοκών για ΕΣ είναι όλες 25 x 55 cm και για ΣΠΣ 25 x 60 cm. Οι διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων φαίνονται στα: Σχήμα 3.14 και Σχήμα 3.15.



Σχήμα 3.14: Τομή AA (αριστερά) και όψη B με τις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων του προσομοιώματος από ΕΣ



Σχήμα 3.15: Τομή AA (αριστερά) και όψη B με τις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων του προσομοιώματος από ΣΠΣ

Για το προσομοίωμα από ΕΣ προκύπτουν οι παρακάτω τιμές με όριο του $d_r \cdot v$ το $0.005 \cdot h = 0.015$ m:

Όροφος	$d_{e, \acute{\alpha}\nu\omega}$ (m)	$d_{e, \acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega}$ (m)	$d_{s, \acute{\alpha}\nu\omega}$ (m)	$d_{s, \acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega}$ (m)	d_r (m)	$d_r \cdot v$ (m)
5 ^{ος}	0.0338	0.0289	0.132	0.113	0.0191	0.0096

4 ^{ος}	0.0289	0.0224	0.113	0.087	0.0254	0.0127
3 ^{ος}	0.0224	0.0146	0.087	0.057	0.0304	0.0152
2 ^{ος}	0.0146	0.0067	0.057	0.026	0.0308	0.0154
1 ^{ος}	0.0067	0	0.026	0.000	0.0261	0.0131

Πίνακας 3.24: Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων ΕΣ (για $\gamma=14 \text{ kN/m}^3$ και $h_{\pi\lambda} = 16 \text{ cm}$)

Αντίστοιχα, για ΣΠΣ:

Όροφος	$d_{e, \text{άνω}}$ (m)	$d_{e, \text{κάτω}}$ (m)	$d_{s, \text{άνω}}$ (m)	$d_{s, \text{κάτω}}$ (m)	d_r (m)	$d_r \cdot \nu$ (m)
5 ^{ος}	0.0223	0.0198	0.087	0.077	0.0097	0.0049
4 ^{ος}	0.0198	0.0154	0.077	0.060	0.0172	0.0086
3 ^{ος}	0.0154	0.0099	0.060	0.039	0.0215	0.0107
2 ^{ος}	0.0099	0.0041	0.039	0.016	0.0226	0.0113
1 ^{ος}	0.0041	0	0.016	0.000	0.0160	0.0080

Πίνακας 3.25: Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων (ΣΠΣ)

Οι σχετικές παραμορφώσεις ορόφου για το ΣΠΣ βρίσκονται εντός ορίων, όπως ήταν αναμενόμενο. Για το ΕΣ όμως, αυτές ξεπερνάνε το όριο του κανονισμού (1.5 cm) και για τον λόγο αυτό οδηγούμαστε σε επανασχεδιασμό. Για να μειωθεί η σχετική παραμόρφωση ορόφων μπορούμε:

- να αυξήσουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων. Στην περίπτωση αυτή, θα αυξηθεί η δυσκαμψία της κατασκευής και θα περιοριστούν οι οριζόντιες παραμορφώσεις. Παράλληλα όμως θα μειωθεί η ιδιοπερίοδος και συνεπώς θα αυξηθεί η επιτάχυνση σχεδιασμού
- να συμπεριλάβουμε τοιχώματα στην κατασκευή
- να αυξήσουμε το ειδικό βάρος του ΕΣ (ώστε να αυξηθεί το μέτρο ελαστικότητας)

Για να μείνουμε όσο γίνεται σε μικρές διατομές, αυξάνουμε το ειδικό βάρος του άοπλου ΕΣ σε 14 kN/m^3 (το πάχος των πλακών είναι 16 cm σε όλους τους ορόφους)

και μετά από δοκιμές, καταλήγουμε στην αύξηση των διαστάσεων των περιμετρικών υποστυλωμάτων σε 35 x 55 cm. Η αύξηση του γ έγινε διότι διαφορετικά θα έπρεπε να αυξηθούν τα περιμετρικά υποστυλώματα σε 55 x 55 cm, για να ικανοποιηθεί ο έλεγχος σχετικών παραμορφώσεων.

Όροφος	$d_{e,άνω}$ (m)	$d_{e,κάτω}$ (m)	$d_{s,άνω}$ (m)	$d_{s,κάτω}$ (m)	d_r (m)	$d_r \cdot v$ (m)
5 ^{ος}	0.0284	0.025	0.111	0.098	0.0133	0.0066
4 ^{ος}	0.025	0.0197	0.098	0.077	0.0207	0.0103
3 ^{ος}	0.0197	0.013	0.077	0.051	0.0261	0.0131
2 ^{ος}	0.013	0.0057	0.051	0.022	0.0285	0.0142
1 ^{ος}	0.0057	0	0.022	0.000	0.0222	0.0111

Πίνακας 3.26: Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων ΕΣ (για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$)

Συνεπώς και στην σεισμική ανάλυση, όπως και στην ΟΚΛ, οι παραμορφώσεις του φορέα είναι ένα κρίσιμο μέγεθος που καθορίζει το σχεδιασμό.

3.5.3 Έλεγχος Φαινομένων Δευτέρας Τάξεως (P-Δ)

Σύμφωνα με την § 4.4.2.2 του EC8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζονται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιεί όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (3.43)$$

με

θ συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{tot} συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

V_{tot} συνολική σεισμική τέμνουσα ορόφου

d_r, h όπως ορίζονται στην § 3.5.2 της παρούσης.

Εάν το θ είναι μεταξύ των τιμών 0.1 και 0.2 τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα

σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1-\theta)$. Το θ δεν μπορεί να υπερβαίνει την τιμή 0.3.

Για το ΣΠΣ:

d_r (m)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	θ
0.0097	2825.35	629.8	0.0146
0.0172	6277.58	1260.83	0.0285
0.0215	9752.38	1736.42	0.0402
0.0226	13251.17	2055.62	0.0486
0.0160	16789.68	2216.67	0.0404

Πίνακας 3.27: Υπολογισμός θ (ΣΠΣ)

Ενώ για το ΕΣ:

d_r (m)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	θ
0.0133	2037.34	313.53	0.0287
0.0207	4171.04	541.64	0.0531
0.0261	6311.47	712.8	0.0771
0.0285	8459.57	842.26	0.0953
0.0222	10607.67	919.65	0.0855

Πίνακας 3.28: Υπολογισμός θ για ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

Οι τιμές του θ για τους 1^ο και 2^ο όροφο είναι οι δυσμενέστερες και για το ΕΣ και προκύπτουν σχεδόν διπλάσιες απ' ό,τι στο ΣΠΣ και βρίσκονται πολύ κοντά στο όριο του 0.10. Το γεγονός αυτό οφείλεται κυρίως στις κατά 50% περίπου μειωμένες τέμνουσες δυνάμεις ορόφου V_{tot} αλλά και στις αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις d_r . Επομένως, φαινόμενα Ρ-Δ είναι πολύ πιθανό να εμφανίζονται σε κατασκευές από ΕΣ και θα πρέπει να δίνεται σ' αυτά ιδιαίτερη προσοχή κατά το σχεδιασμό.

3.5.4 Όπλιση και Περίσφιγξη

Η όπλιση σε κάμψη για το ΣΠΣ γίνεται μέσω του Concrete Design ενώ για το ΕΣ χειροκίνητα. Οι τελικές ροπές αντοχής παρουσιάζονται στο § 3.5.5.

Τόσο για το ΣΠΣ όσο για το ΕΣ οπλίζονται σε διάτμηση ενδεικτικά οι δυσμενέστερες δοκοί και τα δυσμενέστερα υποστυλώματα από άποψη διατμητικών εντατικών μεγεθών. Τα v_1 και $V_{rd,max}$ υπολογίζονται για ΣΠΣ και ΕΣ από τις σχέσεις (2.15), (2.16) και (2.17). Χρησιμοποιώντας Φ8 οπλισμό διάτμησης, με M_i και M_j τις ροπές αντοχής της δοκού Δ2 στα δυο της άκρα όπως ενεργοποιούνται από σεισμό κατά τη θετική φορά του άξονα x:

	Δοκός	Όροφος	V [G+0.3Q] (kN)	ΣM_{rc} / ΣM_{rb}	M_i (kNm)	M_j (kNm)	ΔV (kN)	V+ ΔV (kN)	V- ΔV (kN)	ζ	v_1	$V_{Rd,max}$ (kN)
ΣΠΣ	Δ2	1	70	4.4	171	304	86.4	156.4	-9.56	-0.10	0.55	911
ΕΣ	Δ2	1	54	4.6	147	80	41.3	95.3	7.49	0.13	0.36	539
	Δοκός	Όροφος	V_{sd} από ανάλυση (kN)	V_{sd} Ικανοτική (kN)	A_{sw}/s	s (cm)						
	ΣΠΣ	Δ2	1	150.5	156.4	0.00073	13.8					
	ΕΣ	Δ2	1	97.0	95.3	0.0005	20.3					

Πίνακας 3.29: Όπλιση δοκού Δ2

Παρατηρούμε ότι η $V_{rd,max}$ για τις δοκούς από ΕΣ είναι σημαντικά μειωμένη, κατά 41%, σε σχέση με το ΣΠΣ, γεγονός που οφείλεται στην ψαθυρότητα του ΕΣ. Το 34% της μείωσης οφείλεται στην μείωση του v_1 και το υπόλοιπο στην μείωση του ύψους της διατομής της δοκού από 60 σε 55 cm.

Η ικανοτική όπλιση υποστυλωμάτων σε διάτμηση δεν είναι κρίσιμη λόγω των μικρών τιμών του $\Sigma M_{rb} / \Sigma M_{rc}$ (βλ. § 3.5.5). Για το ΣΠΣ οι οπλισμοί διάτμησης υπολογίζονται μέσω του Concrete Design ενώ για το ΕΣ οι τιμές της V_{sd} είναι πολύ μικρές και γι' αυτό η όπλιση κατά EC8 είναι πάντα δυσμενέστερη.

Ο απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός $A_{s,req}$ για το ΣΠΣ προκύπτει από το Concrete Design του SAP2000 ενώ για το ΕΣ από τις περιβάλλουσες ροπών της ανάλυσης και τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου. Στο ΕΣ οι μέγιστες ροπές που ασκούνται στα

υποστυλώματα είναι συνήθως μικρότερες από τη ροπή αντοχής που προκύπτει για ελάχιστο διαμήκη οπλισμό $A_{s,min} = 0.01 \cdot b \cdot h$, με b, h τις διαστάσεις της διατομής του υποστυλώματος.

Υποστύλωμα	$A_{s,req}$	Αρ. διαμήκων ράβδων	Φ (mm)	A_s	Αρ. ράβδων σε κάθε πλευρά	Απόσταση μεταξύ των οπλισμών	N_d (kN)	M_{rd} (kNm)	N_{rd} (kN)
50x50	0.00735	20	22	0.0076	6	6.7	1592	623.96	6139
45x45	0.00677	20	22	0.0076	6	5.8	1270	450.59	5601
45x45	0.00576	16	22	0.0061	5	7.0	726	463.48	5027
40x40	0.00606	16	22	0.0061	5	6.0	953	365.05	4545
40x40	0.00395	12	22	0.0046	4	7.5	245	247.55	3584
40x40	0.00471	16	22	0.0061	5	6.0	245	293.47	4026
35x35	0.00359	12	22	0.0046	4	6.3	420	202.83	3158
35x35	0.00335	12	22	0.0046	4	6.3	40	185.62	3158
35x35	0.00200	8	22	0.0030	3	8.3	40	146.37	2716

Πίνακας 3.30: Όπλιση υποστυλωμάτων από ΣΠΣ

Υποστύλωμα	$A_{s,req}$	Αρ. διαμήκων ράβδων	Φ (mm)	A_s	Αρ. ράβδων σε κάθε πλευρά	Απόσταση μεταξύ των οπλισμών	N_d (kN)	M_{rd} (kNm)	N_{rd} (kN)
45x45	0.00203	12	16	0.0024	4	8.8	1100	3345	242
40x40	0.00160	8	16	0.0016	3	10.0	630	2513	156
35x35	0.00123	8	16	0.0016	3	8.3	622	2437	102
30x30	0.00090	8	16	0.0016	3	6.7	110	1414	46
35x55	0.00210	12	16	0.0024	4	6.3	170	3231	131
35x55	0.00210	12	16	0.0024	4	6.3	720	3231	169
55x35	0.00210	12	16	0.0024	4	11.3	170	3231	234
55x35	0.00210	12	16	0.0024	4	11.3	720	3231	292

Πίνακας 3.31: Όπλιση υποστυλωμάτων από ΕΣ

Για την περίσφιγξη θεωρούμε απλοποιητικά ότι στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων οπλισμών s είναι 10 cm (έπειτα από ενδεικτικούς ελέγχους, αυτή η παραδοχή είναι υπέρ της ασφαλείας). Τα

παρακάτω μεγέθη υπολογίζονται κατά EC8 για μέση κατηγορία πλαστιμότητας.

Θεωρούμε [EC8 5.4.3.2.2 (8) & (9)]

$$(a \cdot \omega_{wd})_{min} = \max\left(30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035; 0.08\right) \quad (3.44)$$

Με $\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 6.8$ αφού $T > T_c$ [EC8 5.2.3.4 (3)]

Θεωρούμε ότι οι ίδιες σχέσεις ισχύουν και για το ΕΣ.

Υποστύλωμα	ν_d	a_n	a_s	$a = a_n \cdot a_s$	ω_{wd}	$a \cdot \omega_{wd}$	$(a \cdot \omega_{wd})_{min}$
50x50	0.48	0.923	0.786	0.726	0.698	0.507	0.151
45x45	0.46	0.923	0.786	0.726	0.698	0.507	0.143
45x45	0.47	0.925	0.760	0.703	0.788	0.554	0.146
40x40	0.27	0.914	0.760	0.695	0.657	0.456	0.068
40x40	0.45	0.917	0.728	0.667	0.753	0.502	0.133
40x40	0.11	0.903	0.728	0.657	0.603	0.396	0.08
35x35	0.11	0.917	0.728	0.667	0.753	0.502	0.08
35x35	0.26	0.907	0.685	0.621	0.707	0.439	0.08
35x35	0.02	0.907	0.685	0.621	0.707	0.439	0.08
50x50	0.02	0.890	0.685	0.609	0.530	0.323	0.08

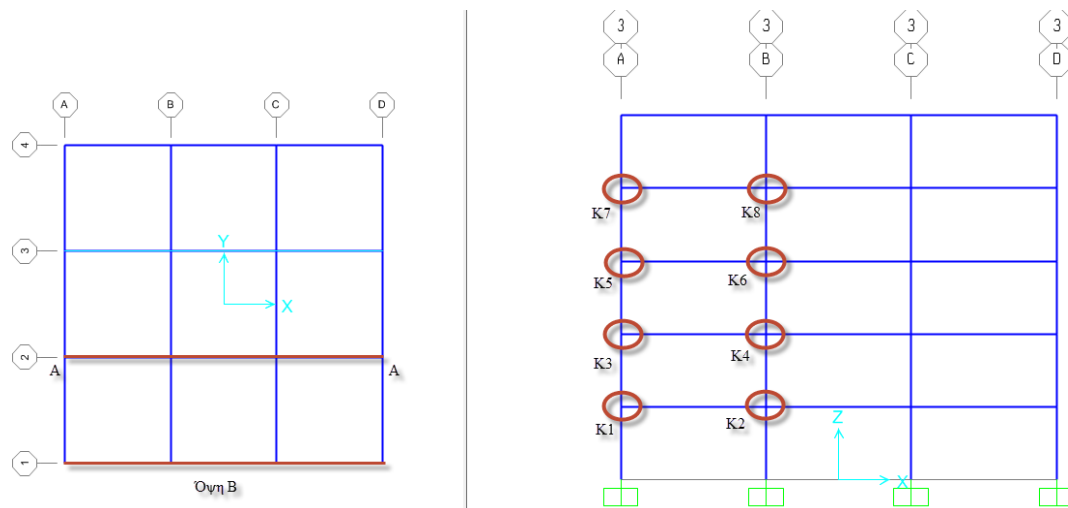
Πίνακας 3.32: Περίσφιγξη υποστυλωμάτων ΣΠΣ, βλ. και Πίνακας 3.30

Υποστύλωμα	ν_d	a_n	a_s	$a = a_n \cdot a_s$	ν_{wd}	$a \cdot \nu_{wd}$	$(a \cdot \nu_{wd})_{min}$
45x45	0.41	0.899	0.760	0.684	0.525	0.359	0.122
40x40	0.30	0.885	0.728	0.644	0.452	0.291	0.08
35x35	0.38	0.890	0.685	0.609	0.530	0.323	0.105
30x30	0.09	0.897	0.627	0.562	0.640	0.360	0.08
35x55	0.10	0.803	0.743	0.597	0.707	0.422	0.08
35x55	0.44	0.803	0.743	0.597	0.707	0.422	0.127
55x35	0.04	0.803	0.743	0.597	0.418	0.250	0.08
55x35	0.18	0.803	0.743	0.597	0.418	0.250	0.08

Πίνακας 3.33: Περίσφιγξη υποστυλωμάτων ΣΠΣ (βλ. και Πίνακας 3.31)

3.5.5 Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου

Αν και το SAP2000 πραγματοποιεί αυτούς τους ελέγχους, πραγματοποιούνται και αναλυτικά για καλύτερη εποπτεία της κατασκευής.



Σχήμα 3.16: Ορισμός κόμβων K_i

		Φορά σεισμού	M_{rb1}	M_{rb2}	M_{rc1}	M_{rc2}	ΣM_{rb}	ΣM_{rc}	$1.3 \cdot \Sigma M_{rb} / \Sigma M_{rc}$	$\Sigma M_{rc} / \Sigma M_{rb}$	$\Sigma M_{rb} / \Sigma M_{rc}$
Τομή ΑΑ	K1	-->	0	171	450	294	222.3	744	0.30	4.4	0.2
		<--	0	304	450	294	395.2	744	0.53	2.4	0.4
	K2	-->	304	165	623	623	609.7	1246	0.49	2.7	0.4
		<--	171	284	623	623	591.5	1246	0.47	2.7	0.4
	K3	-->	0	174	294	250	226.2	544	0.42	3.1	0.3
		<--	0	303	294	250	393.9	544	0.72	1.8	0.6
	K4	-->	303	148	623	293	586.3	916	0.64	2.0	0.5
		<--	174	267	623	293	573.3	916	0.63	2.1	0.5
	K5	-->	0	131	250	186	170.3	436	0.39	3.3	0.3
		<--	0	255	250	186	331.5	436	0.76	1.7	0.6
	K6	-->	255	98	293	293	458.9	586	0.78	1.7	0.6
		<--	131	222	293	293	458.9	586	0.78	1.7	0.6
	K7	-->	0	80	186	146	104	332	0.31	4.2	0.2
		<--	0	190	186	146	247	332	0.74	1.7	0.6
	K8	-->	190	72	293	186	340.6	479	0.71	1.8	0.5
		<--	80	184	293	186	343.2	479	0.72	1.8	0.6
Όψη Β	K1	-->	0	151	248	293	196.3	541	0.36	3.6	0.3
		<--	0	242	248	293	314.6	541	0.58	2.2	0.4
	K2	-->	242	120	365	293	470.6	658	0.72	1.8	0.6
		<--	151	220	365	293	482.3	658	0.73	1.8	0.6

K3	-->	0	143	293	185	185.9	478	0.39	3.3	0.3
	<--	0	241	293	185	313.3	478	0.66	2.0	0.5
K4	-->	241	110	293	293	456.3	586	0.78	1.7	0.6
	<--	143	220	293	293	471.9	586	0.81	1.6	0.6
K5	-->	0	110	185	147	143	332	0.43	3.0	0.3
	<--	0	206	185	147	267.8	332	0.81	1.6	0.6
K6	-->	206	94	293	185	390	478	0.82	1.6	0.6
	<--	110	200	293	185	403	478	0.84	1.5	0.6
K7	-->	0	80	147	147	104	294	0.35	3.7	0.3
	<--	0	161	147	147	209.3	294	0.71	1.8	0.5
K8	-->	161	75	185	147	306.8	332	0.92	1.4	0.7
	<--	80	144	185	147	291.2	332	0.88	1.5	0.7

Πίνακας 3.34: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων κτιρίου από ΣΠΣ

		Φορά σεισμού	M_{rb1}	M_{rb2}	M_{rc1}	M_{rc2}	ΣM_{rb}	ΣM_{rc}	$1.3 \cdot \Sigma M_{rb} / \Sigma M_{rc}$	$\Sigma M_{rc} / \Sigma M_{rb}$	$\Sigma M_{rb} / \Sigma M_{rc}$
Τομή ΑΑ	K1	-->	0	71	169	160	92.3	328.5	0.28	4.6	0.2
		<--	0	147	169	160	191.1	328.5	0.58	2.2	0.4
	K2	-->	147	80	242	239	295.1	481	0.61	2.1	0.5
		<--	71	135	242	239	267.8	481	0.56	2.3	0.4
	K3	-->	0	72	160	150	93.6	309.5	0.30	4.3	0.2
		<--	0	145	160	150	188.5	309.5	0.61	2.1	0.5
	K4	-->	145	72	239	156	282.1	395	0.71	1.8	0.5
		<--	72	130	239	156	262.6	395	0.66	2.0	0.5
	K5	-->	0	72	150	141	93.6	290.5	0.32	4.0	0.2
		<--	0	128	150	141	166.4	290.5	0.57	2.3	0.4
	K6	-->	128	70	156	183	257.4	339	0.76	1.7	0.6
		<--	72	111	156	183	237.9	339	0.70	1.9	0.5
	K7	-->	0	110	141	131	143	271.5	0.53	2.5	0.4
		<--	0	120	141	131	156	271.5	0.57	2.3	0.4
	K8	-->	120	105	183	140	292.5	323	0.91	1.4	0.7
		<--	110	82	183	140	249.6	323	0.77	1.7	0.6
Όψη Β	K1	-->	0	75	292	278	97.5	569.5	0.17	7.6	0.1
		<--	0	94	292	278	122.2	569.5	0.21	6.1	0.2
	K2	-->	94	73	292	278	217.1	569.5	0.38	3.4	0.3
		<--	75	90	292	278	214.5	569.5	0.38	3.5	0.3
	K3	-->	0	73	278	263	94.9	540.5	0.18	7.4	0.1
		<--	0	111	278	263	144.3	540.5	0.27	4.9	0.2

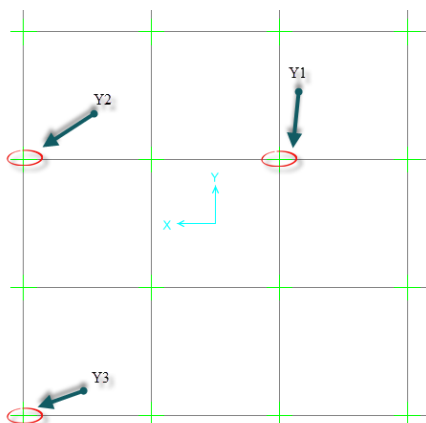
K4	-->	111	72	278	263	237.9	540.5	0.44	3.0	0.3
	<--	73	133	278	263	267.8	540.5	0.50	2.6	0.4
K5	-->	0	72	263	249	93.6	511.5	0.18	7.1	0.1
	<--	0	125	263	249	162.5	511.5	0.32	4.1	0.2
K6	-->	125	72	263	249	256.1	511.5	0.50	2.6	0.4
	<--	72	135	263	249	269.1	511.5	0.53	2.5	0.4
K7	-->	0	70	249	234	91	482.5	0.19	6.9	0.1
	<--	0	120	249	234	156	482.5	0.32	4.0	0.2
K8	-->	120	80	249	234	260	482.5	0.54	2.4	0.4
	<--	70	115	249	234	240.5	482.5	0.50	2.6	0.4

Πίνακας 3.35: Ικανοτικός έλεγχος κόμβων κτιρίου από ΕΣ

Λόγω διπλής συμμετρίας του φορέα, οι κόμβοι αυτοί συμπεκνώνουν τους κόμβους όλου το φορέα. Στους κόμβους του 4^{ου}, ειδικά στην τομή ΑΑ (εσωτερικοί κόμβοι) όπου οι ροπές αντοχής των δοκών είναι μεγαλύτερες λόγω δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών, οι λόγοι $1.3 \cdot \Sigma M_{tb} / \Sigma M_{tc}$ βρίσκονται πιο κοντά στην μονάδα. Επιπλέον, στο ΕΣ τα κεντρικά υποστυλώματα του 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου διαστασιολογήθηκαν με κρίσιμο τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου.

3.5.6 Ανηγμένη Αξονική Δύναμη Υποστυλωμάτων

Για μέση κατηγορία πλαστιμότητας, η ανηγμένη αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.65 [EC8 5.4.3.2.1 (3)P]. Για τα υποστυλώματα του ισογείου που είναι τα δυσμενέστερα από άποψη αξονικών δυνάμεων, για τα τελικά προσομοιώματα από ΣΠΣ και από ΕΣ οι ανηγμένες αξονικές δυνάμεις είναι:



Σχήμα 3.17: Ονομασία υποστυλωμάτων κάτοψης ισογείου

Θέση	ΕΣ			ΣΠΣ		
	Πλάτος υποστυλώματος (m)	Αξονική (kN)	Ανηγγμένη αξονική	Πλάτος υποστυλώματος (m)	Αξονική (kN)	Ανηγγμένη αξονική
Y1	0.45	1104	0.41	0.50	1566	0.47
Y2	0.40	595	0.28	0.45	1010	0.37
Y3	0.35	312	0.19	0.40	613	0.29

Πίνακας 3.36: Ανηγγμένες αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων

3.6 Σύγκριση ΕΣ και ΣΠΣ

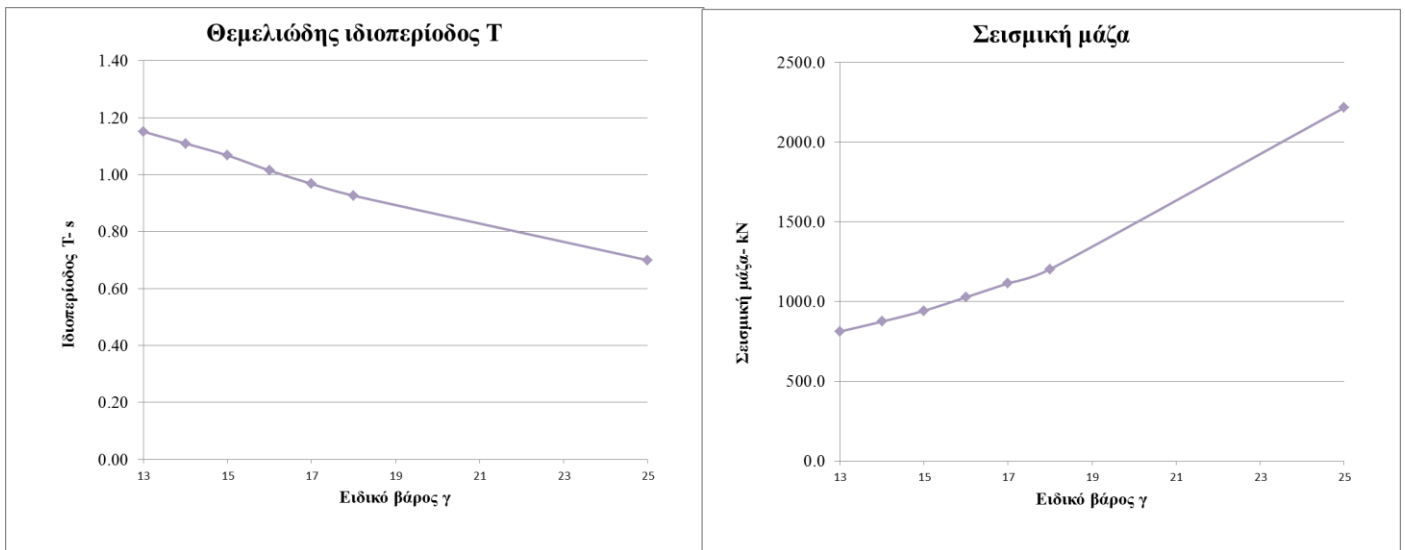
Μεταβολές κύριων σεισμικών χαρακτηριστικών με τη μεταβολή του γ

Αρχικά παρουσιάζονται οι μεταβολές των κύριων σεισμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής με τη μεταβολή του γ του ΕΣ. Δεν κρίθηκε σκόπιμο να βελτιστοποιηθούν και να ελεγχθούν όλα τα προσομοιώματα για τα διαφορετικά γ έναντι σε ΟΚΛ και ΟΚΑ, ώστε τα αποτελέσματα να είναι τα τελικά, τα παρακάτω είναι ενδεικτικά και χρησιμοποιούνται μόνο για την εποπτική μεταβολή των συγκεκριμένων χαρακτηριστικών, υιοθετώντας εύλογες παραδοχές προσομοίωσης. Σημειώνεται ότι ειδικά για μικρά γ , ο έλεγχος σχετικής παραμόρφωσης ορόφου δεν ικανοποιείται και είναι αναγκαία η αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων ή η χρήση τοιχιών (άρα μεταβολή της ιδιοπεριόδου, της τέμνουσας βάσης κλπ).

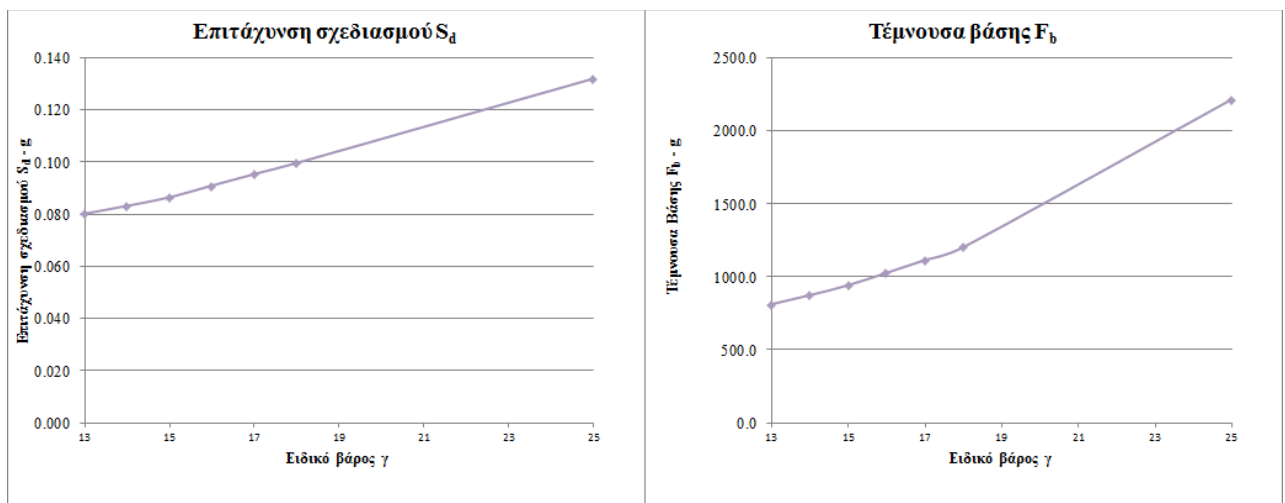
γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	T (s)	Σεισμική μάζα (G+0.3Q) (kN)	Μείωση σεισμικής μάζας ΕΣ σχετικά με ΣΠΣ (%)	$S_d(T)$ (g)	Μείωση $S_d(T)$ για ΕΣ σχετικά με ΣΠΣ (%)	Τέμνουσα βάσης F_b (kN)	Μείωση F_b για ΕΣ σχετικά με ΣΠΣ (%)
25	18	0.70	16789.7	-	0.13		2216.7	-
13	16	1.13	9712.4	42%	0.08	38%	796.3	64%
	18	1.15	10135.6	40%	0.08	39%	813.0	63%
	20	1.17	10542.8	37%	0.08	40%	828.3	63%
	22	1.20	10966.4	35%	0.08	42%	844.4	62%
14	16	1.08	10059.2	40%	0.09	36%	856.4	61%
	18	1.11	10512.8	37%	0.08	37%	875.0	61%
	20	1.13	10966.7	35%	0.08	38%	893.2	60%
	22	1.16	11419.8	32%	0.08	40%	911.0	59%
15	16	1.04	10417.1	38%	0.09	33%	922.3	58%
	18	1.07	10903.8	35%	0.09	34%	943.1	57%
	20	1.09	11390.5	32%	0.08	36%	963.4	57%
	22	1.11	11873.9	29%	0.08	37%	983.2	56%
16	16	0.99	10755.2	36%	0.09	29%	1002.8	55%
	18	1.01	11295.2	33%	0.09	31%	1028.0	54%
	20	1.04	11834.8	30%	0.09	33%	1052.6	53%
	22	1.06	12330.8	27%	0.09	34%	1073.0	52%
17	16	0.94	11133.5	34%	0.10	26%	1088.8	51%
	18	0.97	11690.9	30%	0.10	28%	1115.4	50%
18	16	0.90	11492.8	32%	0.10	23%	1175.0	47%
	18	0.93	12075.5	28%	0.10	24%	1203.7	46%

Πίνακας 3.37: Σύγκριση σεισμικής μάζας, $S_d(T)$, F_b ΕΣ με ΣΠΣ

Για τα προσομοιώματα με $h_{\pi\lambda} = 18$ cm, η μεταβολή της ιδιοπεριόδου φαίνεται στο Σχήμα 3.18:



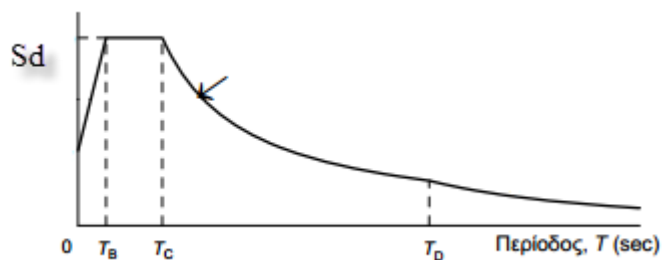
Σχήμα 3.18: Μεταβολή θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και σεισμικής μάζας με το ειδικό βάρος του σκυροδέματος



Σχήμα 3.19: Επιτάχυνση σχεδιασμού και τέμνουσα βάσης σε συνάρτηση με το ειδικό βάρος του σκυροδέματος

Υπάρχει δηλαδή πολύ μεγάλη μείωση της σεισμικής μάζας, όσο το ειδικό βάρος του ΕΣ μειώνεται, που προκαλεί με τη σειρά του αναλογική μείωση και της τέμνουσας βάσης, που σημαίνει πολύ μικρότερη σεισμική καταπόνηση άρα και μεγάλη οικονομία σε οπλισμούς και στη διαστασιολόγηση των μελών. Παράλληλα, μειώνεται και η επιτάχυνση σχεδιασμού, διότι ανεβαίνουν οι ιδιοπεριόδου και επειδή $T > T_c$ για

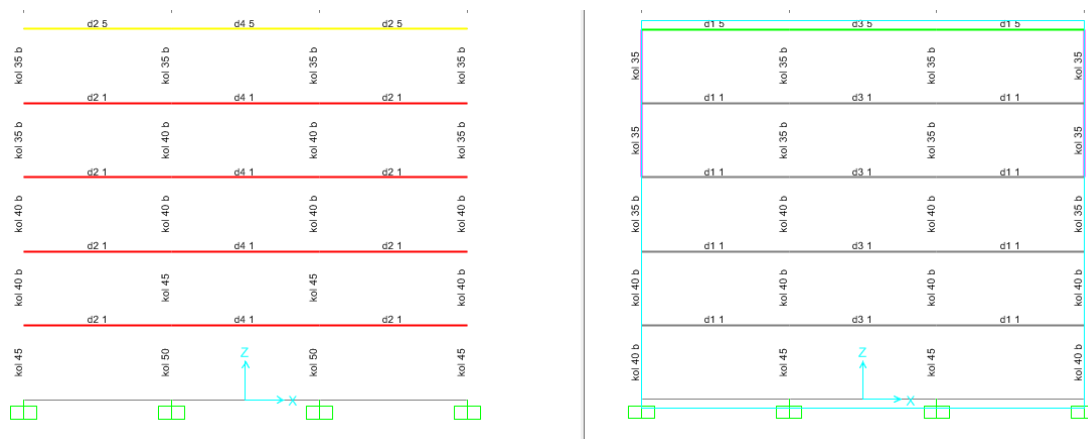
όλα τα προσομοιώματα, οι επιταχύνσεις σχεδιασμού μειώνονται στο φθίνοντα κλάδο του φάσματος σχεδιασμού (βλ. Σχήμα 3.20).



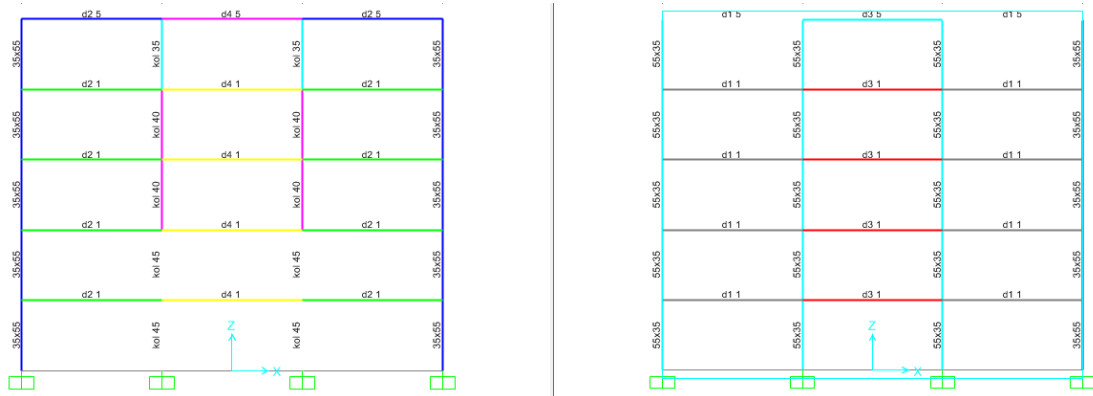
Σχήμα 3.20: Φάσμα σχεδιασμού

Τελικά Προσομοιώματα

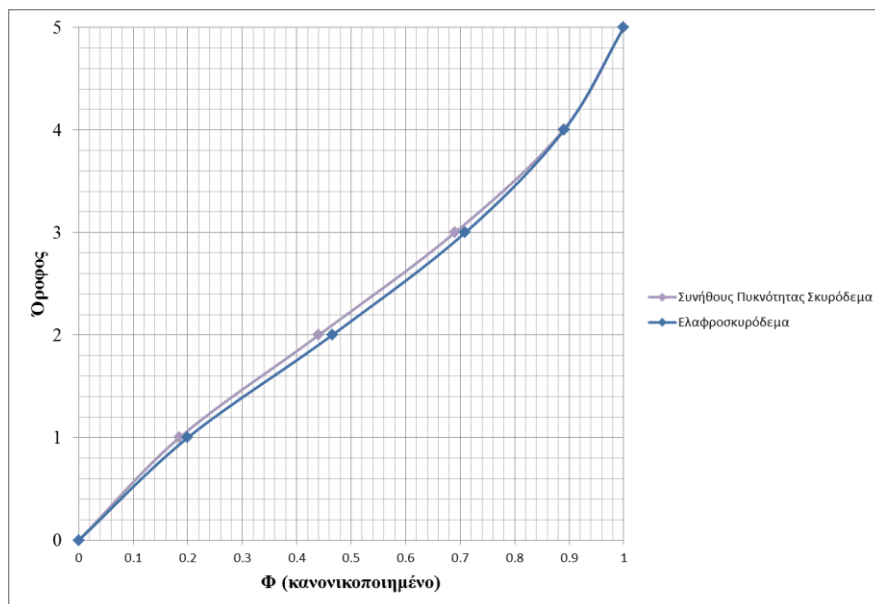
Η τελική διαστασιολόγηση των προσομοιωμάτων από ΣΠΣ και ΕΣ, όπως προέκυψε έπειτα από τους ελέγχους σε ΟΚΛ και ΟΚΑ παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα (συμμετρικά ως προς x και y).



Σχήμα 3.21: Διατομές υποστυλωμάτων ΣΠΣ: Τομή ΑΑ (αριστερά) και όψη Β (δεξιά)



Σχήμα 3.22: Διατομές υποστυλωμάτων ΕΣ: Τομή ΑΑ (αριστερά) και όψη Β (δεξιά)



Σχήμα 3.23: Ιδιοδιάνυση πρώτη ιδιομορφής

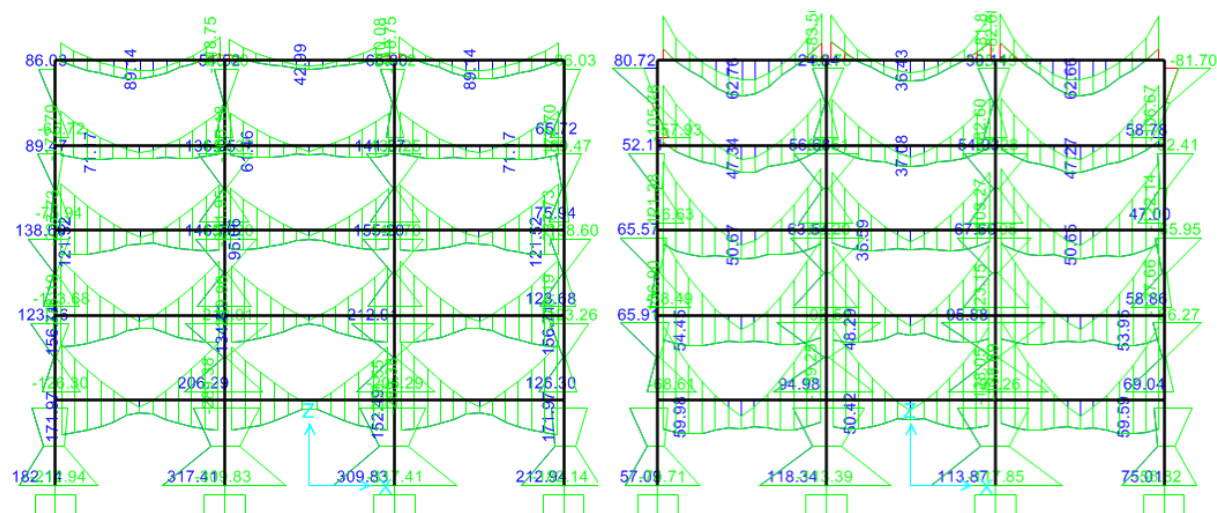
Η διαστασιολόγηση του κτιρίου από ΣΠΣ έγινε λόγω ελέγχων αντοχής ενώ στο ΕΣ τα περιμετρικά υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν με βάση τη συμμόρφωση στις οριζόντιες σεισμικές παραμορφώσεις. Για τον λόγο αυτό, ενώ τα εσωτερικά υποστυλώματα του κτιρίου από ΕΣ είναι μειωμένα σε σχέση με το ΣΠΣ (πχ τα κεντρικά είναι 45x45 cm στο ΕΣ στον πρώτο όροφο και μειώνονται κλιμακωτά στους επόμενους ενώ στο ΣΠΣ είναι 50x50), τα περιμετρικά είναι μεγαλύτερων διατομών από το ΣΠΣ.

Η πρώτη ιδιομορφή για το ΣΠΣ έχει $T = 0.70$ s και ποσοστό συμμετοχής 81.7% ενώ για το ΕΣ $T = 0.92$ s και 83.1% αντίστοιχα, με το πρώτο ιδιοδιάνυση για κάθε

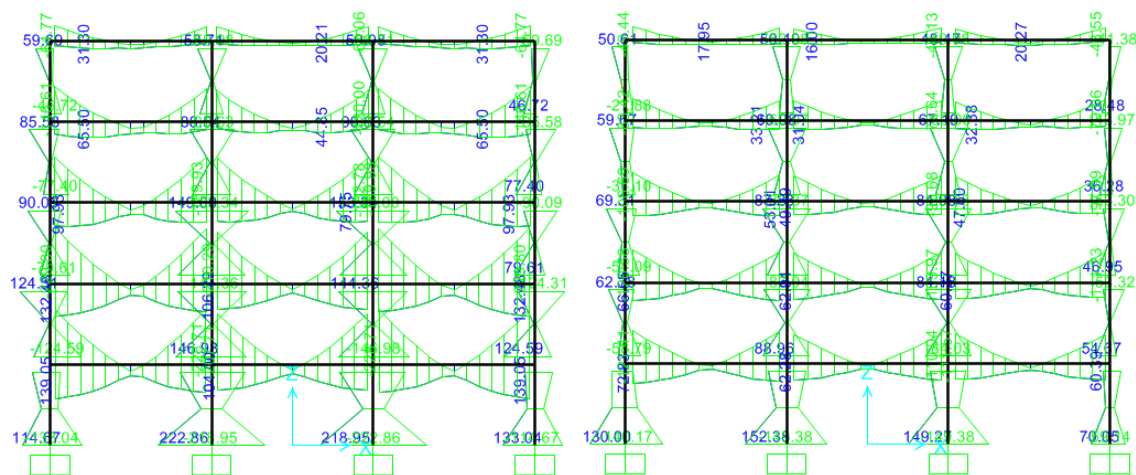
προσομοίωμα να έχει την ίδια μορφή. Προφανώς οι τιμές αυτές ισχύουν και για τις δύο διευθύνσεις λόγω συμμετρίας.

	T (s)	Σεισμική Μάζα [G+0.3Q] (kN)	Επιτάχυνση Σχεδιασμού Sd (g)	Τέμνουσα Βάσης V (kN)
ΣΠΣ	0.70	16789.68	0.1320	2216.67
ΕΣ	0.92	10607.67	0.1003	1064.31
Μείωση κατά:		37%	24%	52%

Πίνακας 3.38: Δυναμικά χαρακτηριστικά προσομοιωμάτων από ΕΣ και ΣΠΣ



Σχήμα 3.24: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης προσομοιώματος ΣΠΣ (αριστερά) και ΕΣ (δεξιά) (τομή ΑΑ).



Σχήμα 3.25: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης προσομοιώματος ΣΠΣ (αριστερά) και ΕΣ (δεξιά) (όψη Β).

Η μείωση της τέμνουσας βάσης είναι στο 50% άρα είναι λογικό το γεγονός ότι τα εντατικά μεγέθη στο ΕΣ προκύπτουν σημαντικά μειωμένα σε σχέση με το ΣΠΣ. Η μέγιστη ροπή υποστυλώματος για παράδειγμα στο ΕΣ είναι 152 kNm ενώ στο ΣΠΣ 317 kNm, ενώ δοκού 137 kNm στο ΕΣ και 271 kNm στο ΣΠΣ. Επίσης, επειδή στο ΕΣ τα περιμετρικά υποστυλώματα είναι μεγαλύτερων διατομών, παρατηρούνται μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη σε σχέση με τα εσωτερικά, σε αντίθεση με το ΣΠΣ. Επιπλέον, τα υποστυλώματα στο ΕΣ οπλίζονται κατά κανόνα με το ελάχιστο κανονιστικό ποσοστό $\rho = 0.01$. Ακόμα, παρατηρούμε ότι στις περιβάλλουσες των ροπών κάμψης των δοκών, οι ροπές στα άκρα είναι μεγαλύτερες από ότι στο μέσο τους, τόσο στο ΣΠΣ όσο και στο ΕΣ, καθώς τα σεισμικά φορτία είναι μεγαλύτερα από τα στατικά. Στο ΕΣ αυτό το φαινόμενο θα ήταν υπαρκτό και για μικρότερη σεισμική επιτάχυνση, καθώς τα στατικά φορτία είναι γενικά μικρότερα από ότι στο ΣΠΣ. (Για τις τέμνουσες δυνάμεις σε ΕΣ και ΣΠΣ βλ. Πίνακας 4.1 και Πίνακας 4.4)

Μετά από αναλυτικό υπολογισμό που αφορά τις συγκεκριμένες κατασκευές από ΕΣ και ΣΠΣ, καταλήγουμε ότι ο απαιτούμενος όγκος σκυροδέματος για τη κατασκευή από ΕΣ μειώνεται κατά 7% ενώ οι απαιτούμενοι οπλισμοί κατά 36%. Επισημαίνεται ότι οι όγκοι σκυροδέματος για τα υποστυλώματα αυξάνεται για το ΕΣ.

	Όγκος σκυροδέματος (m ³)		Βάρος οπλισμών (kg)	
	ΣΠΣ	ΕΣ	ΣΠΣ	ΕΣ
Υποστυλώματα	37	45	13418	6377
Δοκοί	108	99	12099	6471
Πλάκες	260	231	12897	11713
Σύνολο	406	375	38415	24561
Μείωση κατά:	7%		36%	

Σχήμα 3.26: Σύγκριση όγκου σκυροδέματος και βάρους οπλισμού ΕΣ και ΣΠΣ

4 Ανελαστική Στατική Σεισμική Ανάλυση (Pushover Analysis)

Η ανελαστική στατική σεισμική ανάλυση (Pushover Analysis) είναι η ανάλυση στην οποία εφαρμόζονται τα φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού και μονοτονικά αυξανόμενα οριζόντια φορτία. Η ανάλυση αυτή χρησιμοποιείται ευρύτατα σε πλήθος κανονισμών όπως ο Eurocode 8, ο FEMA 356, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ κ.α.. Σκοπός της είναι ο έλεγχος της στατικής συμπεριφοράς κατασκευών μέσω του ελέγχου του λόγου α_u/α_1 και των κατανομών των πλαστικών μηχανισμών και το εύρος των βλαβών στον φορέα. Στην παρούσα εργασία θα ελεγχθούν τα δύο κτίρια, από ΕΣ και ΣΠΣ, για το σεισμό σχεδιασμού (ελαστικό φάσμα EC2).

4.1.1 Ανελαστική Στατική Σεισμική Ανάλυση (Pushover Analysis) Κτιρίου Από Συνήθους Πυκνότητας Σκυρόδεμα

4.1.1.1 Προετοιμασία Ανάλυσης

Για τις ανάγκες της ανάλυσης pushover χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό CSi SAP2000. Ακολουθούνται οι διατάξεις του κανονισμού FEMA 356 (για τον υπολογισμό των οριακών πλαστικών στροφών) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του EC8.

Φόρτιση

Για τις αρχικές συνθήκες της ανάλυσης αυτής, ορίζεται ένα μη γραμμικό load case «G+0.3Q Nonlinear» με τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού, G+0.3Q. Στη συνέχεια, ορίζεται το load case της pushover που εκκινεί από την τελική

κατάσταση του «G+0.3Q Nonlinear» case. Για το «G+0.3Q Nonlinear» σενάριο φόρτισης η μέθοδος load application επιλέγεται «full load» (για κατακόρυφα φορτία σε φορέα σχεδιασμένο να έχει τη δυνατότητα να τα φέρει) ενώ για το «Pushover» load case «displacement control» [57]

Η κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίων που θα χρησιμοποιηθεί είναι η ιδιομορφική, κατά την πρώτη ιδιομορφή της διεύθυνσης y.

Πλαστικές Αρθρώσεις

Όσον αφορά τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων, τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα χρησιμοποιείται η καμπύλη Ροπής – Στροφής M-θ (Moment – Rotation). Στα υποστυλώματα, η αλληλεπίδραση επιλέγεται τύπου PMM (P-M2-M3 interaction) ενώ στις δοκούς M3. Επίσης, αγνοείται η μετελαστική κράτυνση της καμπύλης (μηδενική κλίση B-C): Στις ρυθμίσεις των πλαστικών αρθρώσεων το σημείο C της γενικευμένης καμπύλης M-θ τροποποιείται στην τιμή M/M_y από 1.1 σε 1.0. Ο λόγος παραμένουσας αντοχής c (βλ. Σχήμα 4.1) λαμβάνεται πάντα 0.2. Το σκυρόδεμα είναι περισφιγμένο και επομένως οι τιμές του θ_u^{pl} λαμβάνονται από τον FEMA από τους πίνακες 6.7 για τις δοκούς και 6.8 για τα υποστυλώματα, για conforming transverse reinforcing.

Για τον υπολογισμό του $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ πρέπει να μετατραπούν οι μονάδες SI ως εξής:

$$b_w = 0.25 \text{ m} = 9.84 \text{ inches}, d = 0.55 \text{ m} = 21.65 \text{ inches}, f_c = 13.33 \text{ MPa} = 1933.84 \text{ psi}.$$

Επίσης, η τιμή του ρ_{bal} (οπλισμός που δίνει εξισορροπημένες καταστάσεις παραμορφώσεων) υπολογίστηκε 1.31% (μέσω του παραρτήματος C).

Δοκός	Όροφος	(ρ-ρ') / ρ _{bal}	V (kN)	V (pounds)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Scale Factor λόγω V	Πλαστικές στροφές θ ^{pl} (rad)			
							a	b	SD	NC
Δ2	1	0.42	156	35070.2	3.7	0.95	0.0198	0.0316	0.0148	0.0198
Δ4	1	0.42	136	30574	3.3	0.98	0.0204	0.0326	0.0153	0.0204
Δ2	2	0.42	151	33946.2	3.6	0.96	0.0199	0.0318	0.0150	0.0199
Δ4	2	0.28	116	26077.8	2.8	1.00	0.0222	0.0388	0.0167	0.0222
Δ2	3	0.34	136	30574	3.3	0.98	0.0212	0.0358	0.0159	0.0212
Δ4	3	0.22	116	26077.8	2.8	1.00	0.0228	0.0412	0.0171	0.0228

Δ2	4	0.22	113	25403.4	2.7	1.00	0.0228	0.0412	0.0171	0.0228
Δ4	4	0.22	113	25403.4	2.7	1.00	0.0228	0.0412	0.0171	0.0228
Δ2	5	0.10	110	24729	2.6	1.00	0.0240	0.0460	0.0180	0.0240
Δ4	5	0.10	80	17984.7	1.9	1.00	0.0240	0.0460	0.0180	0.0240
Δ1	1	0.34	126	28325.9	3.0	1.00	0.0216	0.0363	0.0162	0.0216
Δ3	1	0.34	112	25178.6	2.7	1.00	0.0216	0.0364	0.0162	0.0216
Δ1	2	0.34	124	27876.3	3.0	1.00	0.0216	0.0364	0.0162	0.0216
Δ3	2	0.23	112	25178.6	2.7	1.00	0.0227	0.0408	0.0170	0.0227
Δ1	3	0.26	111	24953.8	2.7	1.00	0.0224	0.0396	0.0168	0.0224
Δ3	3	0.20	103	23155.3	2.5	1.00	0.0230	0.0420	0.0173	0.0230
Δ1	4	0.20	95	21356.8	2.3	1.00	0.0230	0.0420	0.0173	0.0230
Δ3	4	0.20	85	19108.8	2.0	1.00	0.0230	0.0420	0.0173	0.0230
Δ1	5	0.10	45	10116.4	1.1	1.00	0.0240	0.0460	0.0180	0.0240
Δ3	5	0.10	40	8992.36	1.0	1.00	0.0240	0.0460	0.0180	0.0240

Πίνακας 4.1: Υπολογισμός στροφών πλαστικών αρθρώσεων δοκών

με

Δ1, Δ2, Δ3, Δ4: κατηγοριοποίηση δοκών λόγω διπλής συμμετρίας κτιρίου, βλ. Σχήμα

B.1

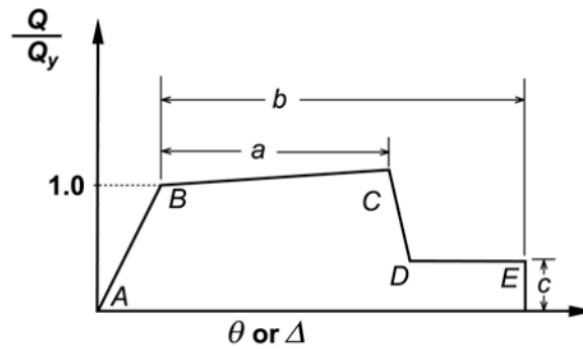
a, b: βλ. Σχήμα 4.1

DL, SD, NC: στάθμες επιτελεστικότητας κατά EC8:

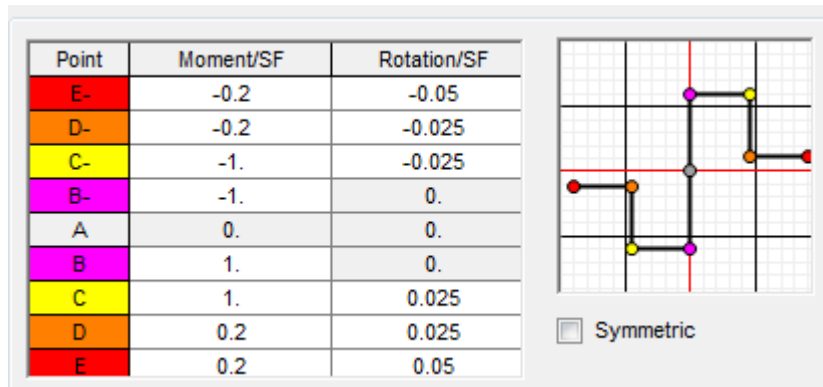
DL: Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Damage Limitation): $\theta^{pl} = 0$

SD: Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Significant Damage): $\theta^{pl} = 0.75 \cdot \theta_u^{pl}$

NC: Οριακή κατάσταση οiwονεί κατάρρευσης (Near Collapse): $\theta^{pl} = \theta_u^{pl}$



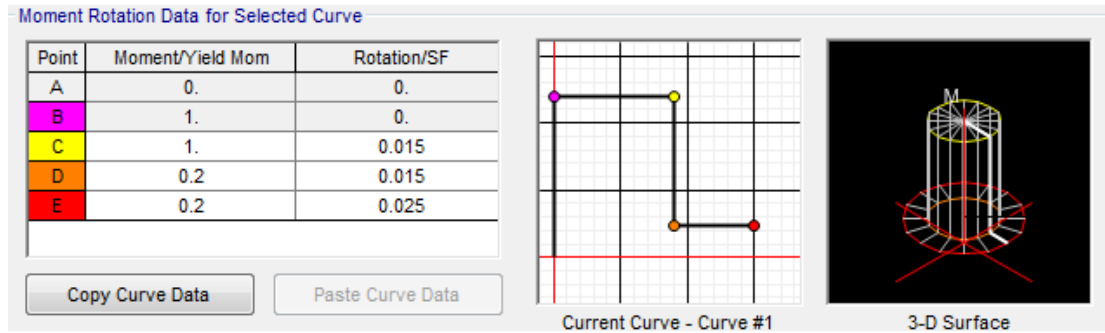
Σχήμα 4.1: Γενικευμένη καμπύλη ροπής - πλαστικής στροφής M-θ για δοκούς [65]



Σχήμα 4.2: Τοπική γενικευμένη καμπύλη ροπής - πλαστικής στροφής M-θ για δοκούς

Υποστύλωμα	V (kN)	V (pounds)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Scale Factor (SF)	Πλαστικές στροφές θ^p (rad)			
					$P/(A_c \cdot f_c) > 0.4$			
					a	b	SD	NC
50x50 cm	182	40915.23	2.67	1.000	0.0150	0.0250	0.0113	0.0150
45x45 cm	175	39341.57	3.21	0.986	0.0148	0.0247	0.0111	0.0148
40x40 cm	125	28101.12	2.94	1.000	0.0150	0.0250	0.0113	0.0150
35x35 cm	70	15736.63	2.20	1.000	0.0150	0.0250	0.0113	0.0150

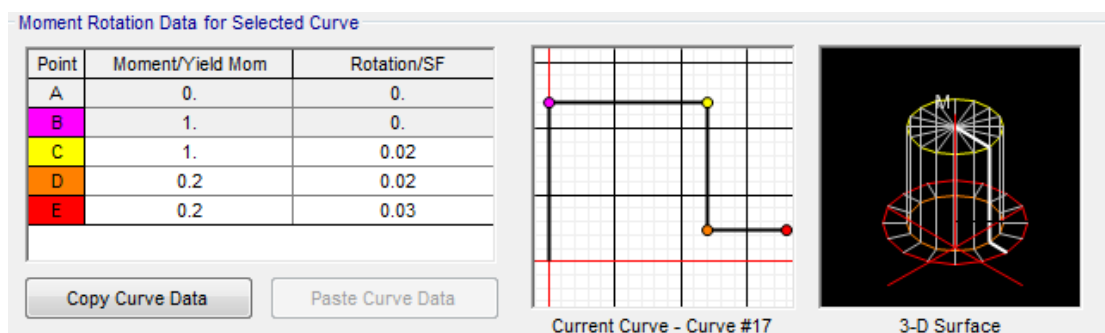
Πίνακας 4.2: Υπολογισμός στροφών πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων για $P/(A_c \cdot f_c) > 0.4$



Σχήμα 4.3: Γενικευμένη καμπύλη M-θ για υποστυλώματα, με $P/(A_c \cdot f_c) > 0.4$

Υποστυλώμα	V (kN)	V (pounds)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Scale Factor (SF)	Πλαστικές στροφές θ^{pl} (rad)			
					$P/(A_c f_c) < 0.1$			
					a	b	SD	NC
50x50 cm	182	40915.23	2.67	1.000	0.0200	0.0300	0.0150	0.0200
45x45 cm	175	39341.57	3.21	0.986	0.0197	0.0296	0.0148	0.0197
40x40 cm	125	28101.12	2.94	1.000	0.0200	0.0300	0.0150	0.0200
35x35 cm	70	15736.63	2.20	1.000	0.0200	0.0300	0.0150	0.0200

Πίνακας 4.3: Υπολογισμός στροφών πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων για $P/(A_c f_c) < 0.1$



Σχήμα 4.4: Γενικευμένη καμπύλη M-θ για υποστυλώματα, με $P/(A_c \cdot f_c) < 0.1$

Η αποφόρτιση των πλαστικών αρθρώσεων, δηλαδή όταν η κλίση της καμπύλης M-θ γίνει αρνητική ή παρουσιάζει κατακόρυφη πτώση, μπορεί να είναι ασταθής στην στατική ανάλυση και η μοναδικότητα της λύσης δεν είναι πάντα από μαθηματικής απόψεως εξασφαλισμένη. Από τις τρεις μεθόδους που παρέχει το SAP2000

χρησιμοποιείται η «unload entire structure» η οποία λειτουργεί ως εξής: όταν η καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων φτάνει σε αρνητική κλίση σε μια πλαστική άρθρωση, η ανάλυση προχωράει στο επόμενο βήμα. Αν η παραμόρφωση στην πλαστική άρθρωση αυτή τείνει να αυξηθεί (δηλαδή η τάση να μειωθεί) η ανάλυση συνεχίζεται. Αν η παραμόρφωση όμως τείνει να μειωθεί, τότε το πρόγραμμα αποφορτίζει όλη την κατασκευή μέχρις ότου η άρθρωση αυτή να είναι πλήρως αποφορτισμένη ως το σημείο εισόδου στον επόμενο κλάδο της καμπύλης τάσεων - παραμορφώσεων. Στη συνέχεια, η ανάλυση συνεχίζεται κανονικά, με τον κόμβο αυτό να μη λαμβάνει άλλο φορτίο (το φορτίο αυτό αναλαμβάνεται από τα άλλα τμήματα της κατασκευής). Είναι γενικά η πιο αποτελεσματική μέθοδος, μπορεί όμως να μην είναι επιτυχημένη αν 2 κόμβοι τύχει να βρεθούν ταυτόχρονα στην διαδικασία αποφόρτισης και για παράδειγμα η αποφόρτιση του ενός να εμποδίζει την επαναφόρτιση του άλλου. Η δεύτερη μέθοδος «Apply local redistribution» είναι παρόμοια με την πρώτη με τη διαφορά ότι αποφορτίζεται μόνο το μέλος κι όχι ολόκληρη η κατασκευή και η τρίτη «Restart using secant stiffness» είναι πιο κοντά στη προσέγγιση του κανονισμού FEMA-356 σχετικά με την αποφόρτιση πλαστικών αρθρώσεων.[57]

Οι επιλογές που αφορούν τη σύγκλιση και τις επαναλήψεις της ανάλυσης pushover στο SAP2000 (Solution Control) προέκυψαν μετά από δοκιμές και παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.5.

Solution Control	
Maximum Total Steps per Stage	8000
Maximum Null (Zero) Steps per Stage	8000
Maximum Constant-Stiff Iterations per Step	1000
Maximum Newton-Raphson Iter. per Step	1000
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	1.000E-04
Use Event-to-event Stepping	Yes
Event Lumping Tolerance (Relative)	0.01
Max Line Searches per Iteration	400
Line-search Acceptance Tol. (Relative)	0.1
Line-search Step Factor	1.618

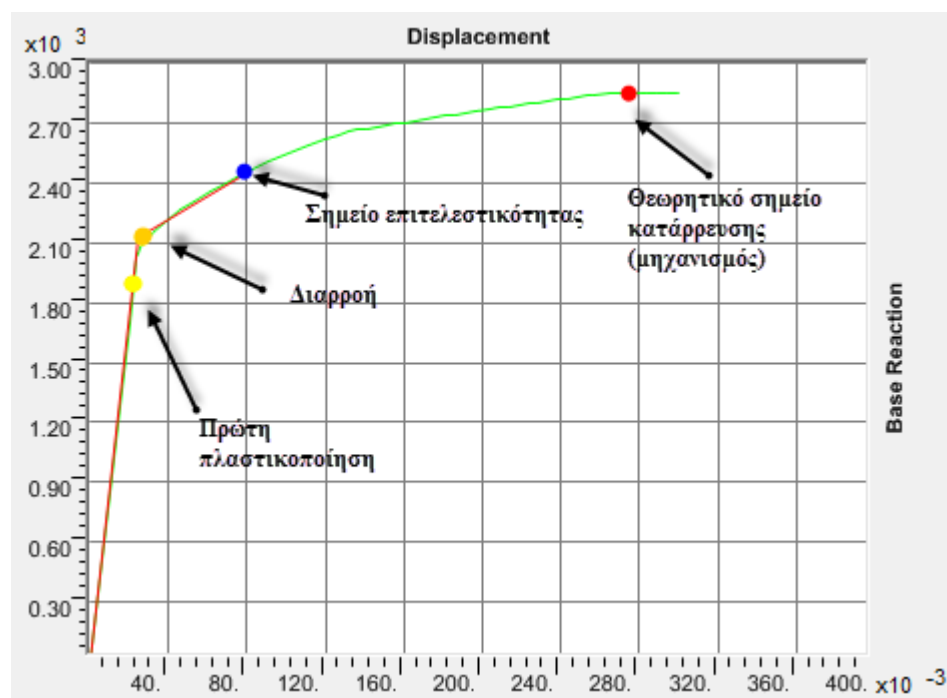
Σχήμα 4.5: Τιμές στο Solution Control

Επίσης, για την ταχύτερη εφαρμογή των παραπάνω ρυθμίσεων χρησιμοποιείται και το πρόγραμμα Autohotkey.

Επισημαίνεται ότι η ανάλυση pushover πραγματοποιείται για τις τιμές σχεδιασμού όσον αφορά τις αντοχές των υλικών, σκυροδέματος και χάλυβα. Ακόμα, η ανάλυση δεν πραγματοποιήθηκε με συνυπολογισμό φαινομένων P-Δ λόγω αδυναμίας σύγκλισης του λογισμικού.

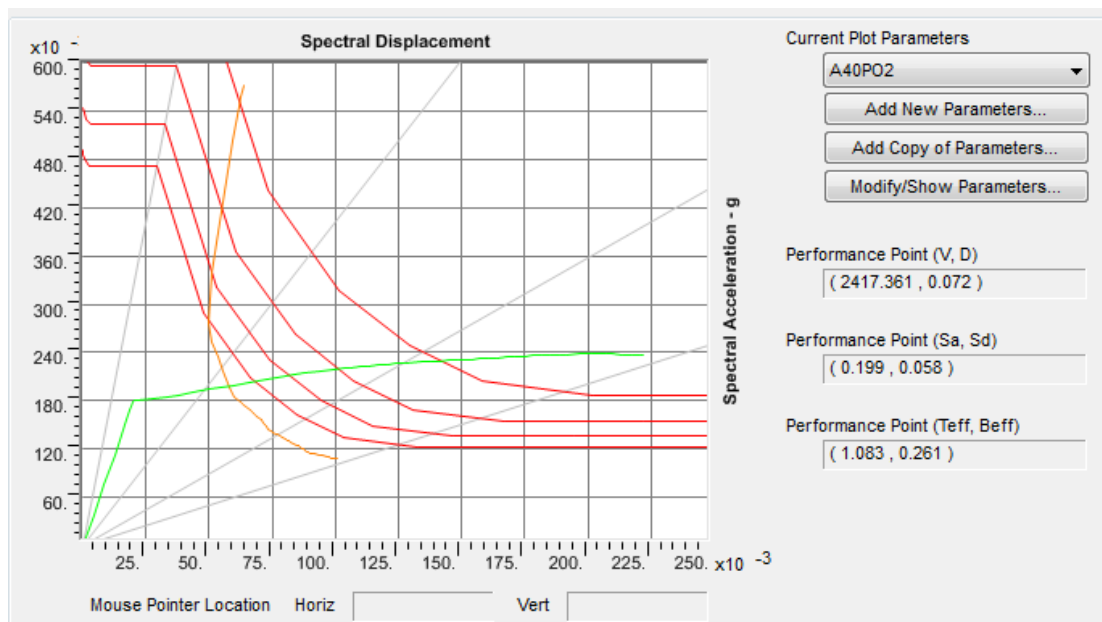
4.1.1.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης

Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται κατά ATC-40 και κατά FEMA 356 (Μέθοδος των συντελεστών - Coefficient Method) μέσω του SAP2000. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται είναι το φάσμα κατά EC8. Για να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιείται το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε στον σχεδιασμό του κτιρίου πολλαπλασιασμένο με συντελεστή μεγέθυνσης (scale factor) ίσο με $SF=q \cdot g = 3.9 \cdot 9.81 = 38.26$. Η διαδικασία και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 4.6: Φάσμα ικανότητας προσομοιώματος από ΣΠΣ, σημείο επιτελεστικότητας και διγραμμοποιημένη καμπύλη ικανότητας κατά FEMA 356 (Μέθοδος των συντελεστών - Coefficient Method). Πρώτη πλαστικοποίηση: (1903.70 kN, 0.023 m), (V_y , Δ_y)

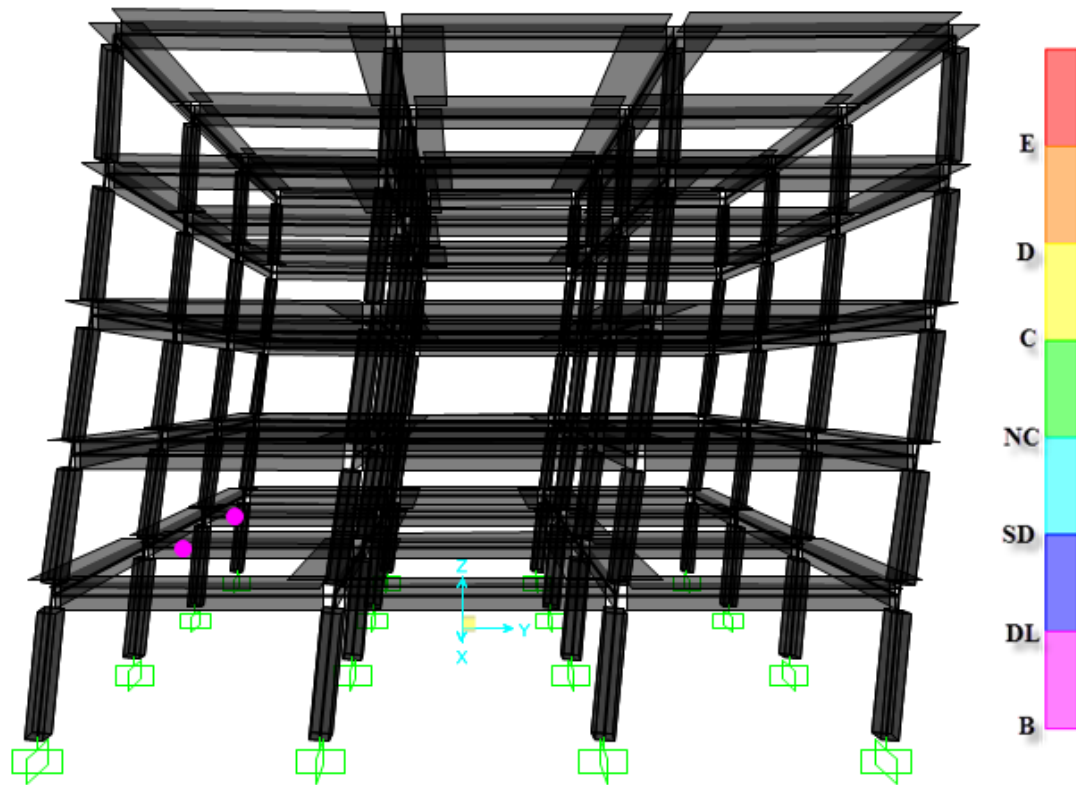
= (2127.17 kN, 0.025 m) και σημείο επιτελεστικότητας: (2452.72 kN, 0.079 m)



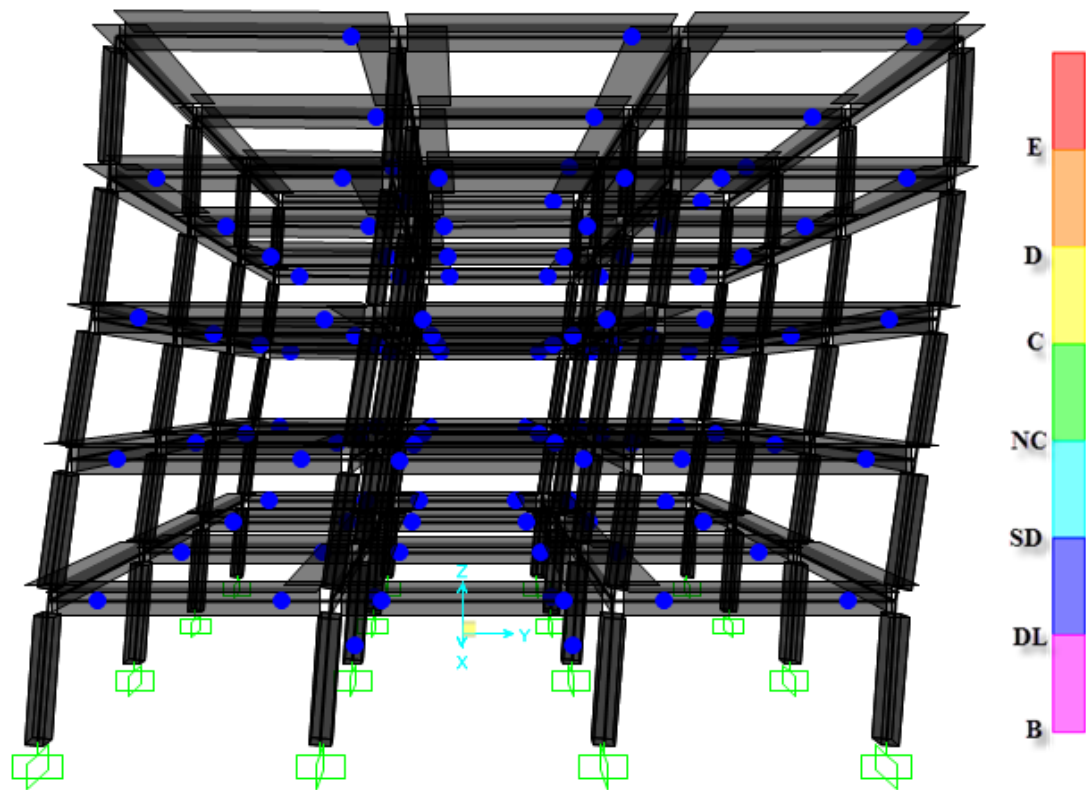
Σχήμα 4.7: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης κατά ATC-40

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής για την συγκεκριμένη σεισμική καταπόνηση είναι $\Delta = 7.9$ cm ενώ η μετατόπιση κορυφής στη διαρροή $\Delta_y = 2.5$ cm, άρα η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων είναι $\mu = \Delta/\Delta_y = 3.16$.

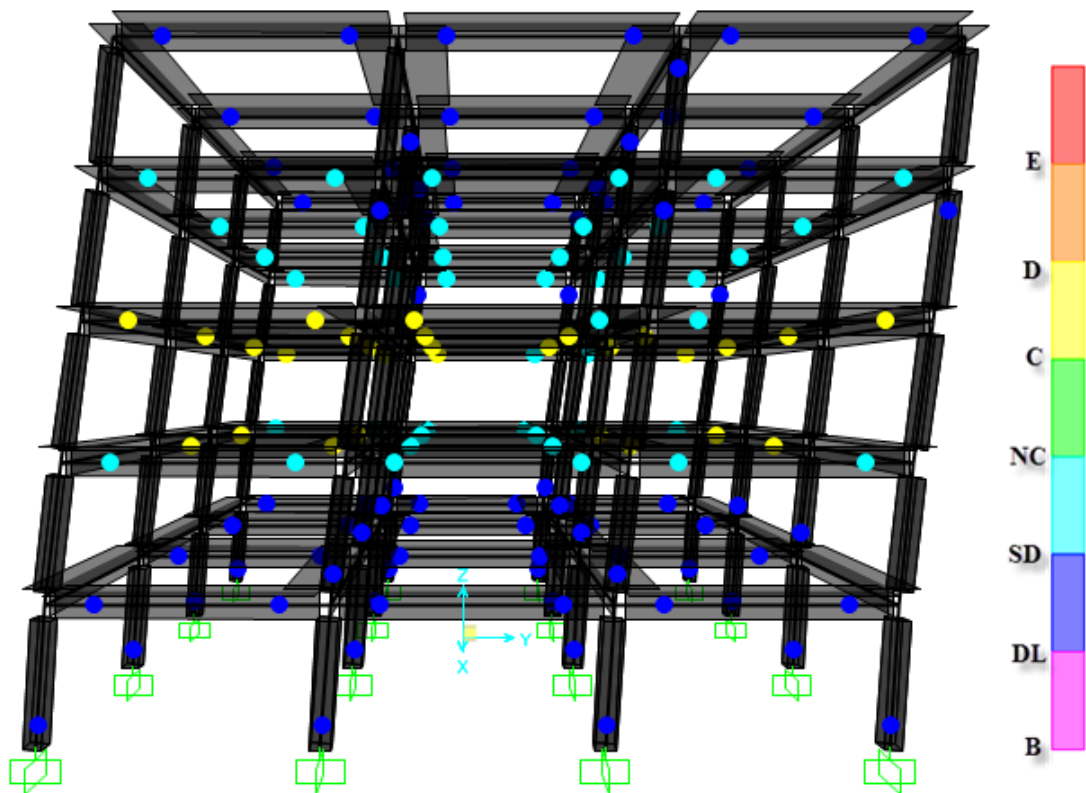
Η πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης (βλ. Σχήμα 4.8) συμβαίνει όταν η μετακίνηση του 5^{ου} ορόφου είναι 2.2 cm και η τέμνουσα βάσης 1903.70 kN, επομένως $a_1 = 1903.70$ kN. Από το φάσμα ικανότητας προκύπτει ότι $a_u = 2830$ kN και $\Delta_u = 27$ cm. Άρα $a_u/a_1 = 1.49 > 1.3$ με το οποίο έγινε ο σχεδιασμός.



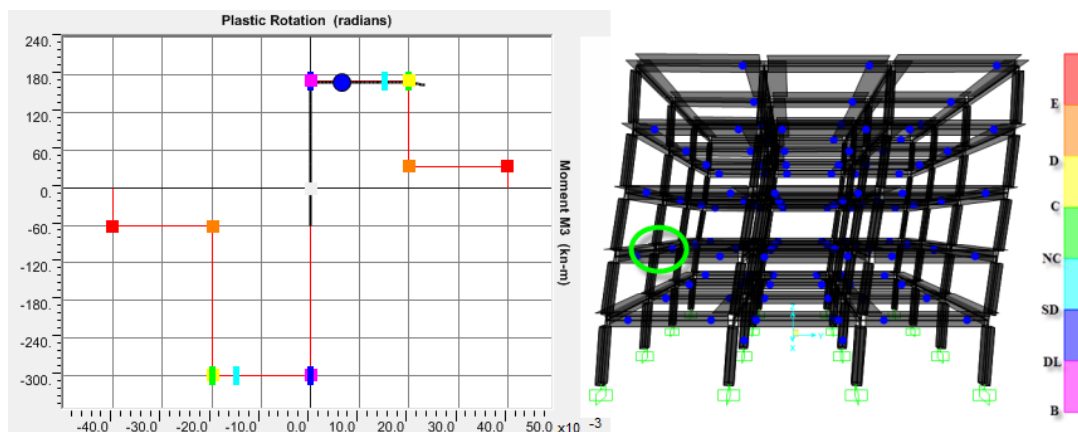
Σχήμα 4.8: Πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης ΣΠΣ



Σχήμα 4.9: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων για τη στοχευόμενη μετακίνηση 7.9 cm



Σχήμα 4.10: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων στην $\Delta_u = 27$ cm



Σχήμα 4.11: Καμπύλη M-θ για την πλαστική άρθρωση της δοκού Δ2 του 2^{ου} ορόφου. Η πλαστική στροφή στην στοχευόμενη μετακίνηση είναι $6.4 \cdot 10^{-3}$ rad με την στροφή στην στάθμη SD ίση με $15 \cdot 10^{-3}$ rad

4.1.2 Ανελαστική Στατική Σεισμική Ανάλυση (Pushover Analysis) Κτιρίου από Ελαφροσκυρόδεμα

4.1.2.1 Προετοιμασία Ανάλυσης

Εφαρμόζονται οι ρυθμίσεις όπως στο 4.1.1.1 (για το κτίριο από ΣΠΣ) με τις παρακάτω διαφοροποιήσεις:

Περίσφιγξη

Το ΕΣ θεωρείται στην παρούσα ανάλυση περισφιγμένο. Αυτή η παραδοχή γίνεται αν και δεν υπάρχουν αρκετά στοιχεία σχετικά με την περισφιγξη του ΕΣ και επιπλέον όσα υπάρχουν υποδεικνύουν μείωση της ευμενούς δράσης της περισφιγξης σε σχέση με το ΣΠΣ (βλ. αναλυτικότερα και § 2.5.3 «Περίσφιγξη»). Η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη με μείωση της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής, όπως περιγράφεται παρακάτω αλλά και με την μείωση της ροπής αντοχής των διατομών όπως ορίζει ο EC2. Ο EC2 δίνει σχέσεις για περισφιγμένο ΕΣ (με συντηρητικότερες προσεγγίσεις από ότι στο ΣΠΣ, βλ. § 2.6.6) επομένως μια τέτοια παραδοχή είναι εύλογη. Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει το φαινόμενο να ερευνηθεί πειραματικά και για κάθε τύπο χρησιμοποιούμενου ΕΑ.

Πλαστικές Αρθρώσεις

Για το ΕΣ, η τιμή της διαθέσιμης ικανότητας στροφής θ_{pl} πρέπει να μειωθεί κατά το συντελεστή $\varepsilon_{lc2u}/\varepsilon_{c2u}$ [EC2, § 11.5.1].

$$\frac{\varepsilon_{lc2u}}{\varepsilon_{c2u}} = \frac{3.5 \eta_1}{3.5} = \eta_1 = 0.40 + 0.60 \frac{\rho}{2200} = 0.782$$

Παράλληλα, το $\frac{v}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ δεν είναι σε κανένα μέλος μεγαλύτερο του 3, επομένως

λαμβάνονται οι τιμές του πίνακα 6-7 (FEMA 356) για $\frac{v}{b_w d \sqrt{f'_c}} < 3$

πολλαπλασιασμένες με τον συντελεστή 0.782, μετά από στάθμιση λόγω $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$. Το ρ_{bal} υπολογίστηκε ίσο με 1.11%, μικρότερο από το αντίστοιχο για το ΣΠΣ. Όμως, επειδή τα ποσοστά όπλισης στο ΕΣ είναι πολύ μικρότερα από το ΣΠΣ, η μείωση λόγω του $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$ είναι μικρότερη στο ΕΣ.

Δοκός	Όροφος	(ρ-ρ') / ρbal	V (kN)	V (pounds)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Scale Factor λόγω V	Πλαστικές στροφές θ ^{pl} (rad)			
							a	b	SD	NC
Δ2	1	0.22	86	19333.6	2.26913	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ4	1	0.22	75	16860.7	1.97889	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ2	2	0.22	85	19108.8	2.24275	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ4	2	0.22	73	16411.1	1.92612	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ2	3	0.22	79	17759.9	2.08443	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ4	3	0.22	65	14612.6	1.71504	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ2	4	0.22	72	16186.2	1.89974	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ4	4	0.22	56	12589.3	1.47757	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ2	5	0.22	66	14837.4	1.74143	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ4	5	0.11	52	11690.1	1.37203	1	0.0187	0.0357	0.0140	0.0187
Δ1	1	0.11	64	14387.8	1.68866	1	0.0187	0.0357	0.0140	0.0187
Δ3	1	0.11	57	12814.1	1.50396	1	0.0187	0.0357	0.0140	0.0187
Δ1	2	0.11	63	14163	1.66227	1	0.0187	0.0357	0.0140	0.0187
Δ3	2	0.22	58	13038.9	1.53034	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ1	3	0.22	59	13263.7	1.55673	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ3	3	0.22	54	12139.7	1.4248	1	0.0178	0.0322	0.0134	0.0178
Δ1	4	0.11	51	11465.3	1.34565	1	0.0187	0.0357	0.0140	0.0187
Δ3	4	0.11	53	11914.9	1.39842	1	0.0187	0.0357	0.0140	0.0187
Δ1	5	0	32	7193.89	0.84433	1	0.0196	0.0391	0.0147	0.0196
Δ3	5	0	47	10566	1.24011	1	0.0196	0.0391	0.0147	0.0196

Πίνακας 4.4: Υπολογισμός λόγου $V/(b_w \cdot d \cdot f'_c^{0.5})$ για δοκούς ΕΣ

Υποστώλωμα	V (kN)	V (pounds)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
45x45	77	17310.3	1.4
40x40	51	11465.3	1.2
35x35	40	8992.4	1.3
35x55	80	17984.7	1.4

Πίνακας 4.5: Υπολογισμός λόγου $V/(b_w \cdot d \cdot f'_c^{0.5})$ για υποστώλωματα ΕΣ

a	b	SD	NC
0.0196	0.0391	0.0147	0.0196

Πίνακας 4.6: Τιμές πλαστικών στροφών και σταθμών επιτελεστικότητας για δοκούς ΕΣ (rad)

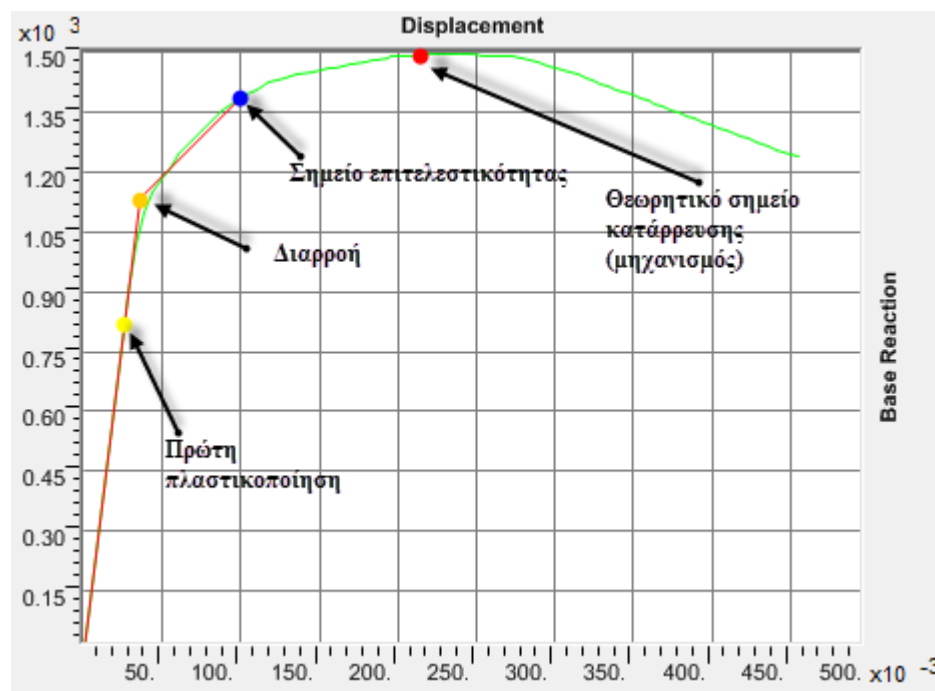
$P/(A_c \cdot f_c) > 0.4$				$P/(A_c \cdot f_c) < 0.1$			
a	b	SD	NC	a	b	SD	NC
0.0117	0.0196	0.0878	0.0117	0.0156	0.0235	0.0117	0.0156

Πίνακας 4.7: Τιμές πλαστικών στροφών και σταθμών επιτελεστικότητας για υποστυλώματα ΕΣ (rad)

(Ο ορισμός των παραπάνω μεγεθών γίνεται στο § 4.1.1.1)

4.1.2.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης

Το φάσμα ικανότητας όπως προκύπτει από την ανάλυση παρουσιάζεται στα παρακάτω σχήματα και η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται όπως και στο § 4.1.1.2:

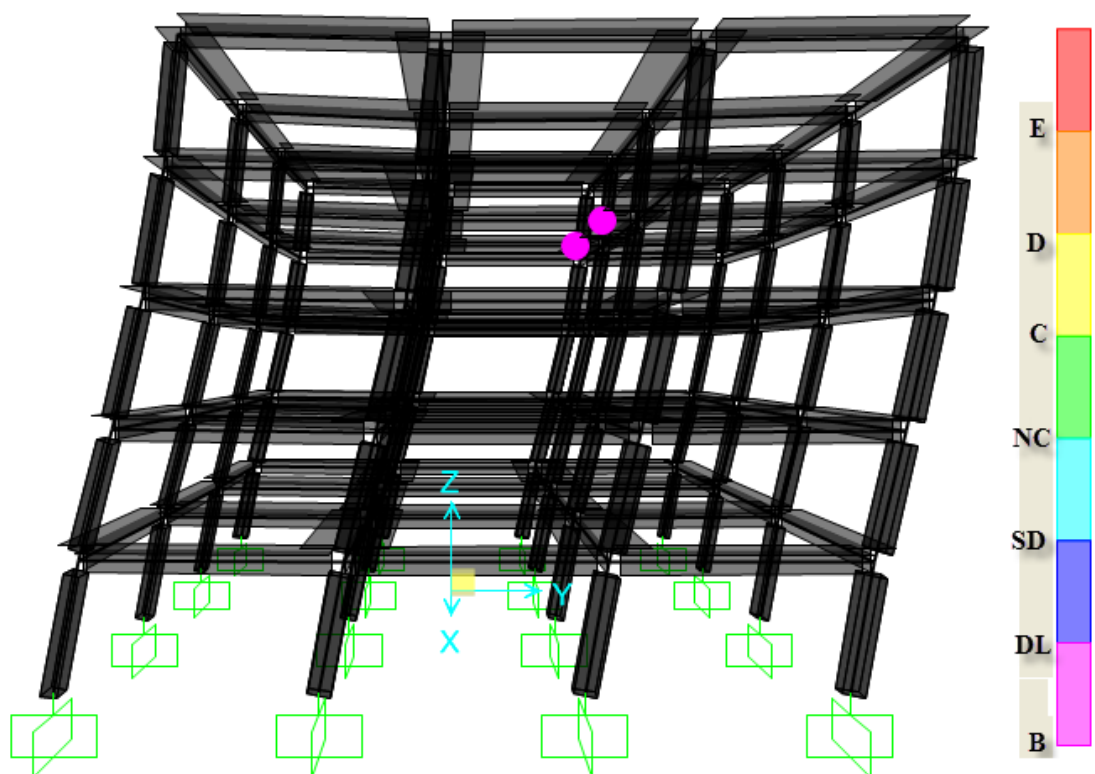


Σχήμα 4.12: Φάσμα ικανότητας προσομοιώματος από ΕΣ, σημείο επιτελεστικότητας και διγραμμοποιημένη καμπύλη ικανότητας

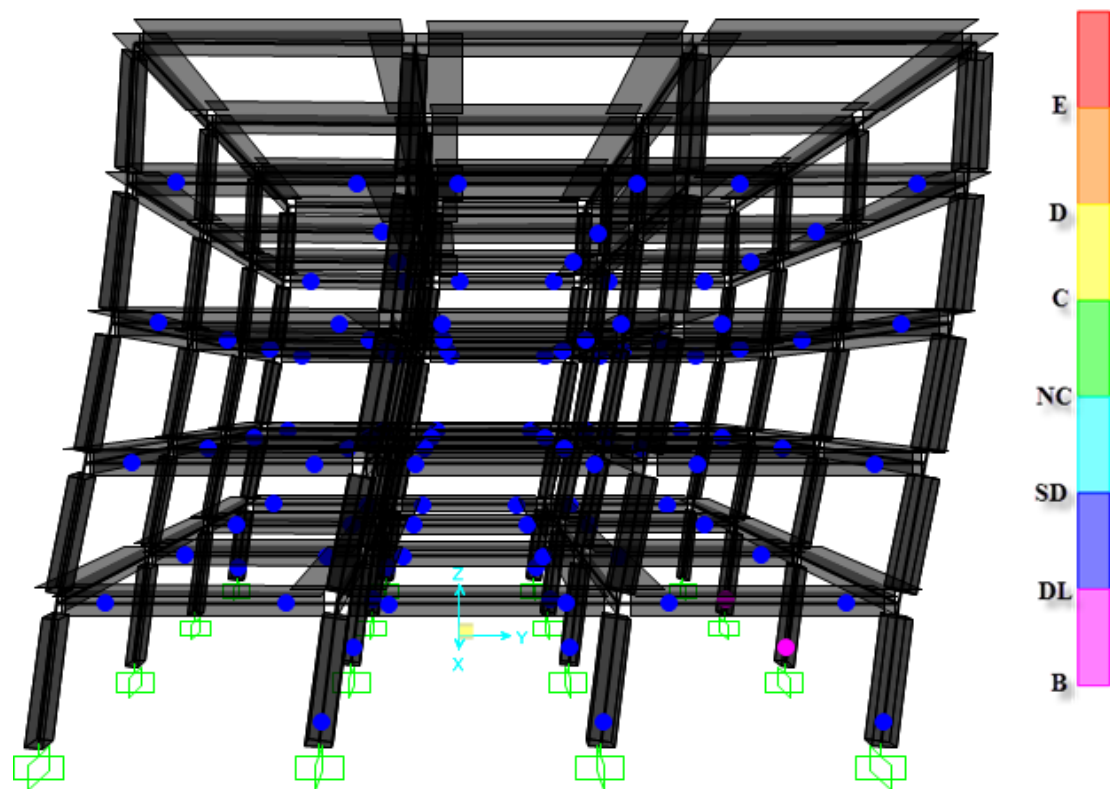
κατά FEMA 356 (Μέθοδος των συντελεστών - Coefficient Method). Πρώτη πλαστικοποίηση: (823.89 kN, 0.027 m), (V_y , Δ_y) = (1132.55 kN, 0.038 m) και σημείο επιτελεστικότητας: (1385.19 kN, 0.100 m)

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής για την συγκεκριμένη σεισμική καταπόνηση είναι $\Delta = 10$ cm ενώ η μετατόπιση κορυφής στη διαρροή $\Delta_y = 3.8$ cm, άρα η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων είναι $\mu = \Delta/\Delta_y = 2.65$.

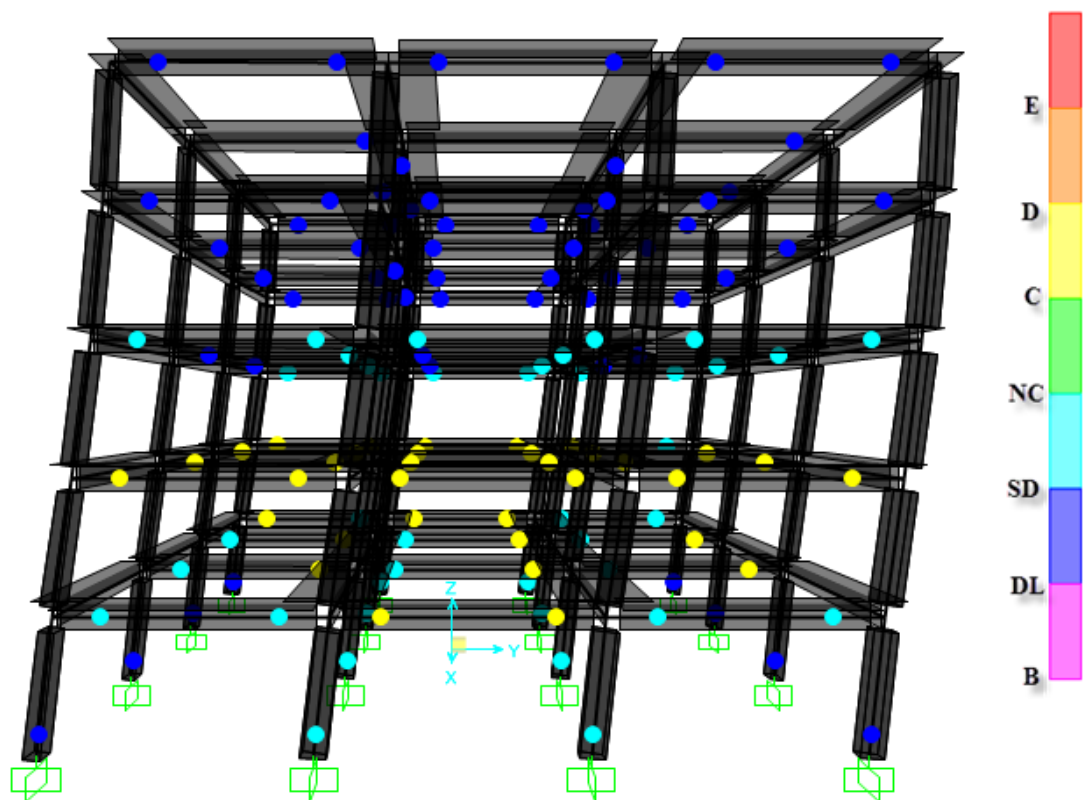
Η πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης (βλ. Σχήμα 4.13) συμβαίνει όταν η μετακίνηση του 5^{ου} ορόφου είναι 2.7 cm και η τέμνουσα βάσης 823.89 kN, επομένως $\alpha_1 = 823.89$ kN. Από το φάσμα ικανότητας προκύπτει ότι $\alpha_u = 1500$ kN (με $\Delta_u = 23$ cm). Άρα $\alpha_u/\alpha_1 = 1.8 > 1.3$ με το οποίο έγινε ο σχεδιασμός.



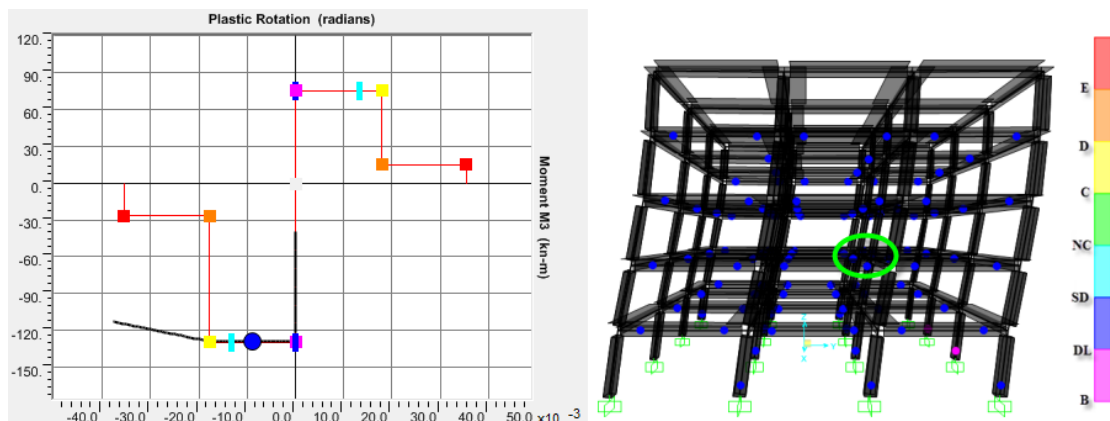
Σχήμα 4.13: Πρώτη διαρροή πλαστικής άρθρωσης από ΕΣ



Σχήμα 4.14: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων για τη στοχευόμενη μετακίνηση 10 cm



Σχήμα 4.15: Κατανομή και κατάσταση πλαστικών αρθρώσεων στην $\Delta_u = 23$ cm



Σχήμα 4.16: Καμπύλη M-θ για την πλαστική άρθρωση της δοκού Δ4 του 2^{ου} ορόφου. Η πλαστική στρόφι στην στοχευόμενη μετακίνηση είναι $8.85 \cdot 10^{-3}$ rad με τη στρόφι στην στάθμη SD ίση με $13.4 \cdot 10^{-3}$.

4.1.3 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Παρατηρούμε ότι ενώ στο κτίριο από ΣΠΣ η μετακίνηση οροφής στο σημείο επιτελεσματικότητας που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού είναι 7.9 cm, στο κτίριο από ΕΣ είναι 10 cm, δηλαδή κατά 26% αυξημένη. Η αύξηση αυτή ήταν αναμενόμενη ήδη από τον υπολογισμό των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων και τον υπολογισμό

των συντελεστών ευαισθησίας θ κατά το σχεδιασμό, που είχαν προκύψει αισθητά μεγαλύτεροι για το ΕΣ, παρά το γεγονός ότι τα περιμετρικά υποστυλώματα είναι διατομής 35x55 cm. Είναι προφανές ότι η μείωση του μέτρου ελαστικότητας κατά 59.5% παίζει καθοριστικό ρόλο.

Και για τα δυο προσομοιώματα, η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων είναι η επιθυμητή, δηλαδή ασθενής δοκός – ισχυρό υποστύλωμα. Στο ΕΣ όμως οι πλαστικές στροφές είναι μεγαλύτερες χωρίς ωστόσο να ξεπερνάνε τη στάθμη SD, που είναι το όριο για το σεισμό σχεδιασμού. Η μέγιστη πλαστική που αναπτύχθηκε στο προσομοίωμα από ΣΠΣ είναι $6.4 \cdot 10^{-3}$ rad που αντιστοιχεί στο 43% του ορίου της στάθμης SD ($15 \cdot 10^{-3}$ rad για τη συγκεκριμένη δοκό), ενώ αντίστοιχα για το ΕΣ οι τιμές είναι $8.85 \cdot 10^{-3}$ rad και 66%. Δηλαδή τόσο κατ' απόλυτες τιμές όσο και ποσοστιαία, οι τιμές των στροφών στο δυσμενέστερο μέλος κάθε κατασκευής είναι σημαντικά αυξημένες.

Η απαίτηση πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων για το ΣΠΣ είναι 3.16 ενώ για το ΕΣ 2.65. Ο λόγος α_u/α_1 τόσο στο ΣΠΣ όσο και στο ΕΣ προκύπτει μεγαλύτερος από την τιμή 1.3 για την οποία έγινε ο σχεδιασμός (1.5 και 1.8 αντίστοιχα).

5 Συμπεράσματα

Η εφαρμογή του ΕΣ σε μια πενταώροφη κατασκευή με χρήση οικίας παρουσιάζει ενδιαφέροντα αποτελέσματα. Το μικρότερο μέτρο ελαστικότητας, όπως ήταν αναμενόμενο, οδηγεί σε σημαντική αύξηση των παραμορφώσεων, τόσο που, για την κατασκευή που μελετήθηκε, οι κατακόρυφες παραμορφώσεις στην ΟΚΛ, συνυπολογίζοντας τις ερπυστικές και την επιρροή της ρηγμάτωσης, καθορίζουν το σχεδιασμό του πάχους των πλακών. Επίσης, οι οριζόντιες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων καθορίζουν τις διατομές των υποστυλωμάτων περισσότερο από ότι οι έλεγχοι αντοχής στην ΟΚΑ. Συγκεκριμένα, ήταν αναγκαία η αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων για να μειωθούν οι οριζόντιες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων κάτω από τα οριζόμενα όρια του κανονισμού. Γενικότερα συμπεραίνουμε ότι στο ΕΣ η διαστασιολόγηση είναι σε μεγάλο βαθμό ένα πρόβλημα παραμορφώσεων. Επιπλέον, όσον αφορά τις οριζόντιες παραμορφώσεις, μια δραστική λύση για τον σχεδιασμό φορέων από ΕΣ είναι η εφαρμογή τοιχίων.

Στην συγκεκριμένη κατασκευή, για χρήση ΕΣ, η σεισμική μάζα μειώνεται κατά 37%. Επίσης, η αύξηση της ιδιοπεριόδου από 0.70 σε 0.92 s μειώνει την επιτάχυνση σχεδιασμού κατά 24%, επειδή βρισκόμαστε στον κλάδο σταθερής φασματικής ταχύτητας του φάσματος σχεδιασμού, με αποτέλεσμα τελικά τα σεισμικά φορτία να είναι μειωμένα κατά 52%. Οι συνολικά απαιτούμενοι οπλισμοί είναι 36% λιγότεροι. Παράλληλα, η οικονομία στη θεμελίωση αλλά και η εφικτότητα θεμελίωσης σε εδάφη με μειωμένη αντοχή είναι ιδιαίτερα σημαντική, αφού για παράδειγμα το δυσμενέστερο υποστυλώμα στη βάση του αναπτύσσει μέγιστη ροπή κατά 52% μικρότερη και αξονικό φορτίο κατά 26% μικρότερο. Ο όγκος του συνολικού σκυροδέματος που απαιτείται είναι κατά 7% λιγότερος, ποσοστό που ενδεχομένως να αυξηθεί με χρήση τοιχίων, καθώς τα περιμετρικά υποστυλώματα της κατασκευής ήταν αναγκαίο να αυξηθούν σε 35x55 cm, λόγω απαίτησης μείωσης των οριζόντιων παραμορφώσεων, ενώ από πλευράς αντοχής οι διατομές 35x35 θα ήταν μάλλον αρκετές.

Δεν πρέπει όμως να αγνοηθεί η αυξημένη ψαθυρότητα του ΕΣ. Η τελευταία εκφράζεται κυρίως από

- τη μειωμένη μέγιστη διαθέσιμη ικανότητα παραλαβής πλαστικών στροφών (κατά 22% περίπου για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$)
- τη μειωμένη μέγιστη παραμόρφωση του θλιβόμενου ΕΣ σε κάμψη (κατά 22% επίσης, για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$), που μειώνει τη ροπή αντοχής των διατομών ΕΣ υπό μεγέθη ορθής έντασης μέχρι 10% περίπου (βλ. Παράρτημα D)
- τη μικρότερη αντοχή σε συντριβή των διαγωνίων θλιπτήρων του σκυροδέματος, που μειώνει τη $V_{rd,max}$ κατά τη μείωση του συντελεστή ν_1 (για ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ η μείωση αυτή είναι 34%).

Λόγω της αυξημένης ψαθυρότητας του ΕΣ, θα πρέπει να δίνεται πάντα μεγάλη προσοχή στις λεπτομέρειες όπλισης. Στην συγκεκριμένη κατασκευή η αυξημένη ψαθυρότητα του ΕΣ δεν ήταν καθοριστική αλλά οδήγησε σε μεγαλύτερες πλαστικές στροφές καταναλώνοντας μεγαλύτερο ποσοστό της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής των δοκών (από 43% της στάθμης SD για το ΣΠΣ στο 66% της ίδιας στάθμης για το ΕΣ, για τη δυσμενέστερη πλαστική άρθρωση κάθε προσομοιώματος).

Είναι αναγκαίο επομένως να μελετηθεί και πειραματικά η αύξηση της ψαθυρότητας και κυρίως σε συνάρτηση με τα συγκεκριμένα ΕΑ που χρησιμοποιούνται.

Επιπλέον, η ρηγμάτωση στην ΟΚΛ υπό προϋποθέσεις μπορεί να αποβεί κρίσιμη για τη διαστασιολόγηση πλακών, για αυτό και χρειάζεται να ερευνηθεί περαιτέρω. Τέτοια διερεύνηση μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε μέσω πεπερασμένων στοιχείων που υποστηρίζουν μη γραμμική - ανελαστική ανάλυση είτε μέσω πειραμάτων.

Τέλος, τα δεδομένα που υπάρχουν για την περίσφιξη των υποστυλωμάτων δεν είναι αρκετά για την εξαγωγή ασφαλών συμπερασμάτων, για αυτό κρίνεται σκόπιμο να μελετηθεί πειραματικά η συμπεριφορά των υποστυλωμάτων όσον αφορά τη περίσφιξη και για το χρησιμοποιημένο ΕΑ, καθώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη για τη συμπεριφορά των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων.

6 Βιβλιογραφικές Αναφορές

1. EuroLightCon, *Definitions and International Consensus Report*, in *Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete*. 1998.
2. Μπάκα, Α. *Μικροκρητόδεμα - Ένα υποσχόμενο ελαφροσκυρόδεμα για αντισεισμικές κατασκευές*. 2012; Link: <http://concretestructures.blogspot.gr/2012/03/blog-post.html>.
3. EuroLightCon, *LWAC Material Properties State-of-the-Art*, in *Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete*. 1998.
4. Betis, G., Pantazopoulou, P., Louvaris, J., Phedros, E. , *The durability of pumice lightweight concrete*. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, 1995: p. 421-431.
5. Saarinenm, E., *Expanded Shale, Clay and Slate Institute*. 1971.
6. Spitzner, J., *A Review of the Development of Lightwieght Aggregate -History and Actual Survey*. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, 1995(Editor: I. Holand, et al.): p. 13- 21.
7. ESCSI, *Expanded Shale Clay and Slate Institute, Lightweight Concrete, History, Applications, Economics*. 1971.
8. Cembureau, *Lightweight aggregate concrete -technology and world applications*. . 1974(Editor G. Bologna).
9. Τασούλα, Γ.Θ., *Μελέτη σύνθεσης ελαφροσκυροδέματος με κίσηρη και εφαρμογή του στον αντισεισμικό σχεδιασμό*. 2013, Ε.Μ.Π.: Αθήνα.
10. *Private communication*. 2013.
11. Αναγνωστόπουλος, Ι., *ΑΞΙΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΕΡΕΩΝ ΛΙΓΝΙΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΠΡΟΪΟΝΤΩΝ ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΕΛΑΦΡΟΑΔΡΑΝΩΝ ΚΑΙ ΕΛΑΦΡΟΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ*. 2009.
12. *CEN/TC 154 prEN, Aggregates*.

13. *Building Code Requirements for. Structural Concrete.* ACI318-95, American Concrete Institute.
14. Smeplass, *Mechanical Properties -Lightweight Concrete.* 1992, High Strength Concrete. SP4 -Materials Design, SINTEF.
15. Monteiro, P.J.M., *A Note on the Hirsch Model.* *Cement and Concrete Research Vol 21.* 1991: p. 947-950.
16. Bremner, T.W., Holm, T.A, *Elastic compatibility and the behavior of concrete.* ACI Journal, 1986.
17. FIP, *Manual of Light Weight Aggregate Concrete, 2nd Edition.* 1983.
18. Neville, A.M., Brooks, J.J., *Concrete Technology.* University Press, Belfast. 1987: p. 438.
19. Κόλιας, Σ., *Προχωρημένη Τεχνολογία Σκυροδέματος.*
20. Τσιμπούκας, Σ., *Η περιβαλλοντική επίδραση του τσιμέντου και των προϊόντων του.* 2011, Ε.Μ.Π.
21. Asgeirsson, H., *Hekla pumice in Lighweight Concrete.* IBRI. 1994: p. 45.
22. Bardhan-Roy, B.K., *Lightweight aggregate concrete in the UK.* CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp 52-69. Editors: I. Holand, et al. 1995.
23. Zhang, M.H., Gjorv, O.E. , *Properties of High -strength Lightweight Concrete.* CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, Ed. I. Holand et al. . 1995: p. 683-693.
24. Newman, J.B., *Properties of structural lightweight concrete in structural lightweight concrete.* Ed. J.L. Clarke, Blackie, Chapman & Hall, London. 1993: p. 19-44.
25. Smeplass, S., *Lightcon Rapport. DP2: Materialegenskaper. Delrapport 2.9: Effekt av masse-forholdet på lettbetongens trykkfasthet. (In Norwegian: Effect of water/binder ratio on compressive strength of light-weight aggregate concrete, summary in English) SINTEF-rapport STF22 A97829.* 1977.
26. Weigler, H., Karl, S., *Stahlleichtbeton.* Bauverlag Gmbh, Berlin. 1972.
27. Smeplass, S., *Lightcon Rapport. DP3 Konstruktiv virkemåte og dimensjonering. Fa sthet un-der langtidslast. (In Norwegian: Structural Performance and Design. Strength under Long-Term Loading) SINTEF-rapport STF22 A97835.* 1997.
28. Thorenfeldt, E., *Design Criteria of Lightweight Aggregate Concrete.* CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway. Edi tors: I. Holand et el. 1995: p. 720-732.
29. Lazarus, D., *Lightweight concrete in buildings.* Structural Lightweight Aggregate Concrete, Chapman & Hall, London. 1993: p. 106-149.
30. Bjerkeli, L., *High -Strength Concrete SP1 Beams and Columns. Report 1.1 Ductility of Spirally Reinforced Columns.* SINTEF Report STF70 A92120. 1992.
31. Clarke, J.L., *Design requirements.* Structural Lightweight Aggregate Concrete, Chapman & Hall, London. 1993: p. 45-74.
32. Hoff, G.C., Walum, R., Weng, J.K., Nu ez, E. , *The use of Structural Lightweight Aggregate in Offshore Concrete Platforms.* CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, Editors: I. Holand, et al. . 1995: p. 349-362.

33. Uijl, J.A.d., Stroband, J., Walraven, J.C. , *Splitting behaviour of lightweight concrete. CEB/ FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway. Editors: I. Holand, et al. . 1995: p. 154-163.*
34. Curcio, F., Galeota, D., Gallo, A., Giammatteo, M., *High- performance Lightweight Concrete for the Precast Prestressed Concrete Industry. Proc. 4 th. Int. CANMET/ACI/JCI Symposium, To-kushima, Japan. 1998: p. 389-406.*
35. *CUR Centre for Civil Engineering Research and Codes. Structural behaviour of concrete with coarse lightweight aggregates. Report 173, Gouda, Netherlands. 1995.*
36. T.A., H., *High Strength Concrete, R eport 4.11: Effect of Moisture on the Mechan ical Properties of High Strength Concrete. SINTEF-report STF70 A93088. Trondheim, Norway. 1993.*
37. *CUR, report PB75. Verhardingskrimp (Hardening shrinkage). State of the art report on*

Autogenous volume changes, 37 p. 1997.

38. Walraven, J.C., Al-Zubi, N. , *Shear capacity of lightweight concrete beams with shear reinforcement. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp. 91-104. Editors: I. Holand, et al. . 1995.*
39. Bjerkeli, L., Hansen, E.A., Thorenfeldt, E. , . *Tension lap spl ices in high strength LWA concrete. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp. 131- 142. Ed. I. Holand, et al. . 1995.*
40. *Newton Excel Bach Blog. Link: <http://newtonexcelbach.wordpress.com/2010/03/12/tension-stiffening/>.*
41. Munkeby, J., Dyken, T., Stemland, H., Thorenfeldt, E., *Full Scale Tests of Wall Panels with Lap Spliced Reinforcement. International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete. Sandefjord, pp. 694-231, Norway. 1995.*
42. H S Lim, T.H.W., M A Mansur & K H Kong, *Flexural Behavior of Reinforced Lightweight Aggregate Concrete Beams. 2006.*
43. Smepllass, S., *Pumpbarhet av lettbetong med impregnerte, forfuktete og ubehandlede le ttilslag. LettKon report 4.x, Sintef, Trondheim, Norway. 1998.*
44. Rønne, M., Hammer, T.A. , *LWA Concrete for Floaters. SP3 Mechanical Properties. Report 3.1 Mechanical Properties of Concretes with Strength Grades LC30 and LC40. SINTEF Report STF70 A93040. 1993.*
45. Markeset, G., Hansen, E.A., *Brittleness of High Strength LWA Concrete. International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete. Sandefjord, Norway. 1995.*
46. Owens, P.L., *Lightweight aggregates for structural concrete. Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp 1-18. Chapman & Hall, London. 1993.*
47. Waagard, K., Kepp, B. , *Fatigue of high-strength lightweight aggregate concrete. Symposium on Utilisation of High Strength Concrete, Stavanger, Norway, pp. 291-306. 1987.*
48. Brown III, W.R., Larsen, T.M., Holm, T.A., *Longterm service performance of lightweight aggregate concrete bridge structures. CEB/FIP International*

- Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp. 22-31. Ed. I. Holand, et al. 1995.*
49. Neville, A.M., Dilger, W.H., Brooks, J.J., *Creep of plain & structural concrete. Construction Press, London, 361 p. 1982.*
 50. Shideler, J.J., *Lightweight concrete for structural use. ACI-Journal, 54, pp. 299-329. 1957.*
 51. Kordina, K., *Experiments on the influence of the mineralogical character of aggregates on the creep of concrete. RILEM Bulletin, Paris, No. 6, pp. 7-22. 1960.*
 52. *Research Institut Cement Industry, Düsseldorf: in CEB/FIP. 1977.*
 53. Hofmann, P., Stöckl, S., *Versuche zum Rückkriechen von hochfestem Lichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 343, pp. 21-247. 1983.*
 54. Theissing, E.M., et al., *Lichtbeton (Light weight concrete). CUR-report 48. 208 p. 1971.*
 55. Havdahl, J., Hammer, T.A., Justnes, H., Smeplass, S., *LWA Concrete for Floaters, SP5 Durability. Report 5.1 Rebar Corrosion and Frost Resistance, SINTEF report STF70 A93042, Trondheim, Norway. 1993.*
 56. Lindgård, J., *Brannmotstand av lettbetong. Delrapport 2.11: LightCon report, SINTEF STF22 A97831, Trondheim, Norway. 1997.*
 57. Computers and Structures, I., *CSI Analysis Reference Manual. 2011.*
 58. Παπανδρέου, Ν., *Διερεύνηση της επίδρασης του προσομοιώματος στην ανάλυση κτηρίου Ο/Σ κατά ΕΚ8. 2014, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο: Αθήνα.*
 59. Branson, D.E., *“Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams”, HPR Report No. 7, Part 1, pp. 1 -78, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Alabama (Department of Civil Engineering and Auburn Research Foundation, Auburn University. 1965.*
 60. Kalkan, İ., *Deflection Prediction for Reinforced Concrete Beams Through Different Effective Moment of Inertia Expressions. 2013.*
 61. Al-Shaikh, A.H.a.A.-Z., R. Z., *Effect of Reinforcement Ratio on the Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 2, pp. 144-149. 1993.*
 62. Bischoff, P.H., *Reevaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars*
Journal of Structural Engineering, ASCE, 2005. **131**(No 5): p. 752-762.
 63. Κωτσοβός, *Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, Εισαγωγή στο σχεδιασμό με βάση το θεωρητικό υπόβαθρο των κανονισμών. 2001.*
 64. CSI, C.a.S.I., *Concrete Frame Design Manual, Eurocode 2-2004 with Eurocode 8-2004 For SAP2000. 2011: Berkeley, California, USA.*
 65. AGENCY, F.E.M., *FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. 2000: Reston, Virginia.*
 66. Θ.Π. Τάσιος, Π.Ι.Γ., Κ.Γ. Τρέζος, Σ.Γ. Τσουκαντάς, *Ωπλισμένο Σκυρόδεμα. 2005.*

A Παράρτημα: Διερεύνηση Σχέσης Πάχους Πλάκας με Οπλισμό

Η διερεύνηση αυτή αφορά την επιρροή της μείωσης του h στους συνολικούς οπλισμούς της πλάκας, για διάφορες τιμές του h , αγνοώντας εντελώς τους ελέγχους παραμορφώσεων.

A.1 Παραδοχές

Η πλάκα που μελετάται είναι η Π3 του 1^{ου} ορόφου (βλ. § 3.3.1) για h από 10 ως 24 cm και γ οπλισμένου σκυροδέματος από 13 ως 18 kN/m³. Η επικάλυψη c_{nom} θεωρείται 20 mm για ΣΠΣ και 25 mm για ΕΣ, επειδή σύμφωνα με τον EC2 πρέπει το c_{nom} να αυξάνεται κατά 5 mm για ΕΣ. Οι διαστάσεις της πλάκας Π3 είναι 6x6 m αλλά θα μελετηθούν και οι περιπτώσεις διαστάσεων πλάκας 5x5 και 4x4 m. Τα φορτία επικάλυψης θεωρούνται 2 kN/m² και τα κινητά φορτία 2 kN/m². Επομένως, η συνολική φόρτιση είναι $1.35p+1.5q$ με $p = \gamma \cdot h + 2$ και $q = 2$ σε kN/m². Η M_{sd} υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τους πίνακες του Czerny μέσω της εξής θεώρησης: για την στήριξη, θεωρείται καθολική φόρτιση $1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ με πλήρη πάκτωση ενώ για το άνοιγμα θεωρείται φόρτιση με $1.175 \cdot p + 0.75 \cdot q$ με πλήρη πάκτωση και $0.175 \cdot p + 0.75 \cdot q$ με απλή έδραση. Οι υπολογισμοί των απαιτούμενων οπλισμών γίνονται με τη χρήση των πινάκων CEB τόσο για το ΣΠΣ όσο και για το ΕΣ. Για το ΕΣ, επειδή οι πίνακες CEB δεν λαμβάνουν υπόψη την μείωση του ϵ_{cu2} από 3.5 σε $3.5 \cdot \eta_1 = 3.5 \cdot (0.4 + 0.6 \cdot p/2200)$, οι τιμές που προκύπτουν ελέγχθηκαν με αναλυτικό υπολογισμό της ροπής αντοχής M_{rd} συνυπολογίζοντας τη μείωση του ϵ_{cu2} (με χρήση προγράμματος που αναπτύχθηκε για τις ανάγκες της εργασίας, βλ. Παράρτημα C) και διαπιστώθηκε ότι η απαιτούμενη αύξηση του οπλισμού είναι αμελητέα. Με $A_{s,req}$ συμβολίζεται ο οπλισμός που είναι αναγκαίος σύμφωνα με τους πίνακες CEB.

Στις πλευρές που η πλάκα δεν συνορεύει με άλλες πλάκες, τοποθετείται άνω οπλισμός ίσος με το 25% του οπλισμού ανοίγματος για μήκος $0.2 \cdot L$, ενώ ο μισός οπλισμός ανοίγματος συνεχίζεται και στις στηρίξεις (κατά ΕΚΩΣ). Ο άνω οπλισμός στήριξης τοποθετείται στο $0.3 \cdot L$ εκατέρωθεν της στήριξης.

Ο ελάχιστος κύριος οπλισμός (άνοιγμα και στήριξη που η πλάκα συνεχίζεται) κατά ΕΚΩΣ είναι

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0.6bd}{f_{yk}}, 0.0015bd, \frac{\Phi 8}{s_{max}}\right) \quad (A.1)$$

με f_{yk} σε MPa και $s_{max} = \min(1.5h, 200 \text{ mm})$.

Οι τελικοί οπλισμοί αυξάνονται κατά 10% για κατασκευαστικούς λόγους (αγκυρώσεις κλπ).

A.2 Αποτελέσματα

Πλάκα Διαστάσεων 6 x 6 m

Πλάκα διαστάσεων 6 x 6 m από ΣΠΣ										
Θέση	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	$1.35 \cdot p$ $+ 1.5 \cdot q$ (kN/m ²)	$ M_{sd} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{s,req}$ (m ² /m)	$0.6 \cdot bd/f_{yk}$ (cm ²)	$0.0015 \cdot bd$ (cm ²)	$\Phi 8/s_{max}$ (cm ²)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	9.1	23.24	15.0	10.6	1.0	1.2	3.4	1.331%	462.5
Άνοιγμα			12.93		5.0				0.624%	
Στήριξη	11	9.4	24.10	16.5	9.0	1.1	1.4	3.0	1.000%	404.4
Άνοιγμα			13.40		4.5				0.497%	
Στήριξη	12	9.8	24.96	18.0	8.0	1.2	1.5	2.8	0.801%	366.6
Άνοιγμα			13.88		4.1				0.411%	
Στήριξη	13	10.1	25.83	19.5	7.3	1.3	1.7	2.6	0.665%	337.5
Άνοιγμα			14.35		3.8				0.346%	
Στήριξη	14	10.4	26.69	20.0	6.8	1.4	1.8	2.5	0.563%	314.8
Άνοιγμα			14.83		3.6				0.298%	
Στήριξη	15	10.8	27.56	20.0	6.4	1.6	2.0	2.5	0.490%	297.3
Άνοιγμα			15.30		3.4				0.260%	
Στήριξη	16	11.1	28.42	20.0	6.0	1.7	2.1	2.5	0.431%	282.7
Άνοιγμα			15.78		3.2				0.230%	
Στήριξη	17	11.4	29.29	20.0	5.7	1.8	2.3	2.5	0.383%	270.1
Άνοιγμα			16.25		3.1				0.206%	
Στήριξη	18	11.8	30.15	20.0	5.5	1.9	2.4	2.5	0.343%	259.2
Άνοιγμα			16.72		3.0				0.185%	
Στήριξη	19	12.1	31.01	20.0	5.3	2.0	2.6	2.5	0.311%	249.9
Άνοιγμα			17.20		2.9				0.168%	
Στήριξη	20	12.5	31.88	20.0	5.1	2.2	2.7	2.5	0.284%	241.7
Άνοιγμα			17.67		2.8				0.154%	
Στήριξη	21	12.8	32.74	20.0	4.9	2.3	2.9	2.5	0.260%	242.9
Άνοιγμα			18.15		2.7				0.150%	
Στήριξη	22	13.1	33.61	20.0	4.8	2.4	3.0	2.5	0.241%	248.3

Άνοιγμα			18.62		2.6				0.150%	
Στήριξη	23	13.5	34.47	20.0	4.7	2.5	3.2	2.5	0.223%	253.9
Άνοιγμα			19.10		2.6				0.150%	
Στήριξη	24	13.8	35.33	20.0	4.6	2.6	3.3	2.5	0.208%	259.7
Άνοιγμα			19.57		2.5				0.150%	

Πίνακας Α.1: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΣΠΣ

Πλάκα διαστάσεων 6 x 6 m από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m^2)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m^2/m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm^2)	$0.0015 \cdot bd$ (cm^2)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm^2)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	7.5	19.09	15.0	9.0	0.9	1.1	3.4	1.205%	397.4
Άνοιγμα			10.65		4.3				0.577%	
Στήριξη	11	7.6	19.54	16.5	7.5	1.0	1.3	3.0	0.885%	342.4
Άνοιγμα			10.90		3.8				0.450%	
Στήριξη	12	7.8	19.99	18.0	6.6	1.1	1.4	2.8	0.695%	304.5
Άνοιγμα			11.15		3.4				0.361%	
Στήριξη	13	8.0	20.44	19.5	5.9	1.3	1.6	2.6	0.563%	276.1
Άνοιγμα			11.39		3.1				0.299%	
Στήριξη	14	8.2	20.89	20.0	5.4	1.4	1.7	2.5	0.473%	254.9
Άνοιγμα			11.64		2.9				0.252%	
Στήριξη	15	8.3	21.33	20.0	5.0	1.5	1.9	2.5	0.403%	237.4
Άνοιγμα			11.89		2.7				0.217%	
Στήριξη	16	8.5	21.78	20.0	4.7	1.6	2.0	2.5	0.349%	222.7
Άνοιγμα			12.13		2.6				0.189%	
Στήριξη	17	8.7	22.23	20.0	4.4	1.7	2.2	2.5	0.306%	215.6
Άνοιγμα			12.38		2.4				0.173%	
Στήριξη	18	8.9	22.68	20.0	4.2	1.9	2.3	2.5	0.272%	211.4
Άνοιγμα			12.63		2.3				0.162%	
Στήριξη	19	9.0	23.13	20.0	4.0	2.0	2.5	2.5	0.243%	207.7
Άνοιγμα			12.87		2.2				0.152%	
Στήριξη	20	9.2	23.58	20.0	3.8	2.1	2.6	2.5	0.220%	210.4
Άνοιγμα			13.12		2.1				0.150%	
Στήριξη	21	9.4	24.03	20.0	3.7	2.2	2.8	2.5	0.200%	215.6
Άνοιγμα			13.37		2.0				0.150%	
Στήριξη	22	9.6	24.48	20.0	3.6	2.3	2.9	2.5	0.183%	221.0
Άνοιγμα			13.61		2.0				0.150%	

Στήριξη	23	9.7	24.93	20.0	3.4	2.5	3.1	2.5	0.168%	226.7
Άνοιγμα			13.86		1.9				0.150%	
Στήριξη	24	9.9	25.38	20.0	3.3	2.6	3.2	2.5	0.155%	232.6
Άνοιγμα			14.11		1.8				0.150%	

Πίνακας Α.2: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$

Πλάκα διαστάσεων 6 x 6 m από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m ²)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m ² /m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm ²)	$0.0015 \cdot bd$ (cm ²)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm ²)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	7.7	19.78	15.0	9.5	0.9	1.1	3.4	1.267%	415.7
Άνοιγμα			11.03		4.5				0.602%	
Στήριξη	11	7.9	20.30	16.5	7.9	1.0	1.3	3.0	0.931%	358.2
Άνοιγμα			11.32		4.0				0.469%	
Στήριξη	12	8.1	20.82	18.0	6.9	1.1	1.4	2.8	0.730%	318.8
Άνοιγμα			11.60		3.6				0.378%	
Στήριξη	13	8.3	21.33	19.5	6.2	1.3	1.6	2.6	0.592%	289.3
Άνοιγμα			11.89		3.3				0.312%	
Στήριξη	14	8.5	21.85	20.0	5.7	1.4	1.7	2.5	0.497%	267.3
Άνοιγμα			12.17		3.0				0.264%	
Στήριξη	15	8.7	22.37	20.0	5.3	1.5	1.9	2.5	0.425%	249.5
Άνοιγμα			12.45		2.8				0.228%	
Στήριξη	16	8.9	22.89	20.0	5.0	1.6	2.0	2.5	0.368%	234.5
Άνοιγμα			12.74		2.7				0.199%	
Στήριξη	17	9.1	23.41	20.0	4.7	1.7	2.2	2.5	0.323%	221.9
Άνοιγμα			13.02		2.5				0.176%	
Στήριξη	18	9.3	23.93	20.0	4.5	1.9	2.3	2.5	0.287%	215.9
Άνοιγμα			13.31		2.4				0.162%	
Στήριξη	19	9.5	24.45	20.0	4.3	2.0	2.5	2.5	0.258%	212.1
Άνοιγμα			13.59		2.3				0.152%	
Στήριξη	20	9.8	24.96	20.0	4.1	2.1	2.6	2.5	0.233%	214.8
Άνοιγμα			13.88		2.2				0.150%	
Στήριξη	21	10.0	25.48	20.0	3.9	2.2	2.8	2.5	0.212%	219.9
Άνοιγμα			14.16		2.1				0.150%	
Στήριξη	22	10.2	26.00	20.0	3.8	2.3	2.9	2.5	0.194%	225.3
Άνοιγμα			14.45		2.1				0.150%	
Στήριξη	23	10.4	26.52	20.0	3.7	2.5	3.1	2.5	0.179%	230.9

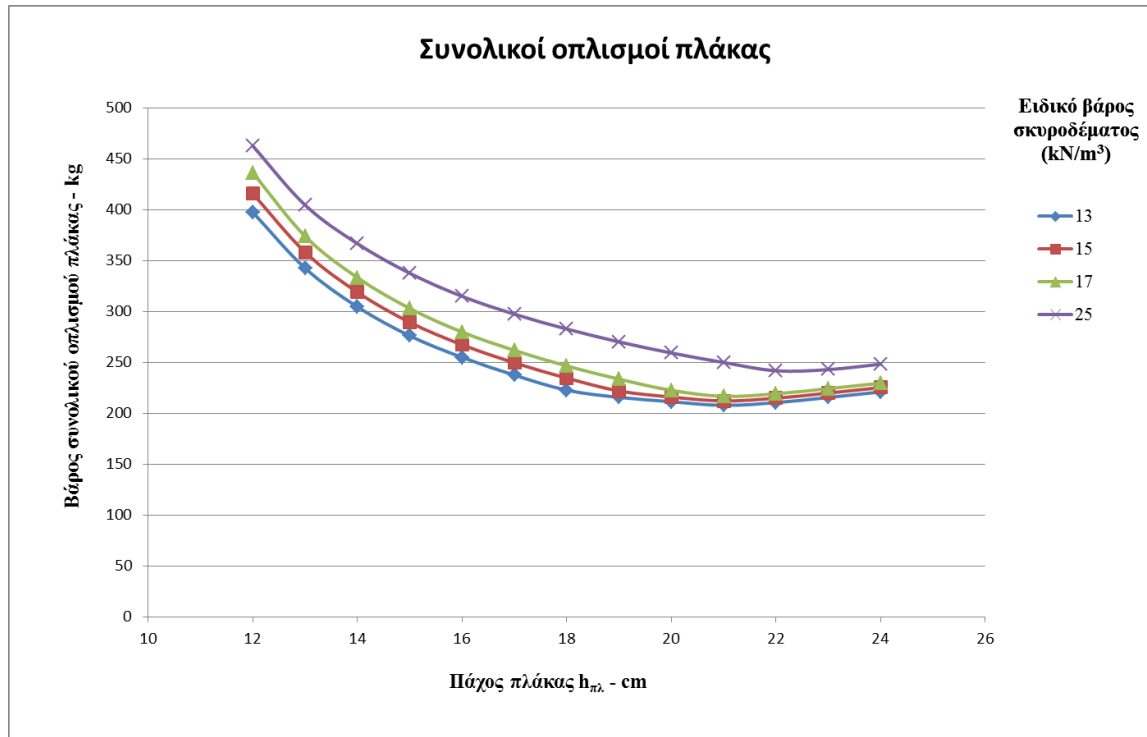
Άνοιγμα			14.73		2.0				0.150%	
Στήριξη	24	10.6	27.04	20.0	3.6	2.6	3.2	2.5	0.165%	236.8
Άνοιγμα			15.02		2.0				0.150%	

Πίνακας Α.3: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

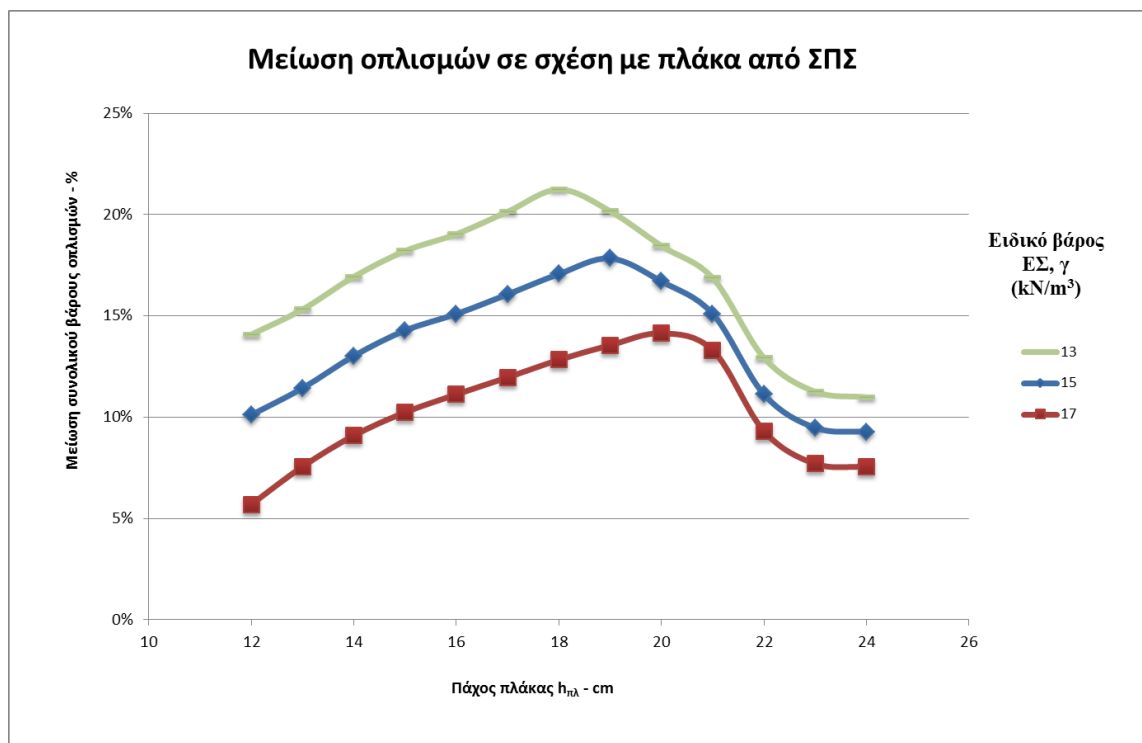
Πλάκα Π3 από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m^2)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m^2/m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm^2)	$0.0015 \cdot bd$ (cm^2)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm^2)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	8.0	20.47	15.0	10.1	0.9	1.1	3.4	1.340%	436.1
Άνοιγμα			11.41		4.7				0.627%	
Στήριξη	11	8.2	21.06	16.5	8.3	1.0	1.3	3.0	0.977%	373.8
Άνοιγμα			11.73		4.1				0.487%	
Στήριξη	12	8.5	21.65	18.0	7.3	1.1	1.4	2.8	0.764%	333.2
Άνοιγμα			12.06		3.7				0.394%	
Στήριξη	13	8.7	22.23	19.5	6.5	1.3	1.6	2.6	0.623%	303.0
Άνοιγμα			12.38		3.4				0.326%	
Στήριξη	14	8.9	22.82	20.0	6.0	1.4	1.7	2.5	0.520%	279.8
Άνοιγμα			12.70		3.2				0.277%	
Στήριξη	15	9.1	23.41	20.0	5.6	1.5	1.9	2.5	0.447%	261.7
Άνοιγμα			13.02		3.0				0.239%	
Στήριξη	16	9.4	24.00	20.0	5.2	1.6	2.0	2.5	0.388%	246.5
Άνοιγμα			13.35		2.8				0.209%	
Στήριξη	17	9.6	24.58	20.0	4.9	1.7	2.2	2.5	0.341%	233.5
Άνοιγμα			13.67		2.7				0.184%	
Στήριξη	18	9.8	25.17	20.0	4.7	1.9	2.3	2.5	0.303%	222.5
Άνοιγμα			13.99		2.6				0.165%	
Στήριξη	19	10.1	25.76	20.0	4.5	2.0	2.5	2.5	0.272%	216.6
Άνοιγμα			14.31		2.4				0.152%	
Στήριξη	20	10.3	26.35	20.0	4.3	2.1	2.6	2.5	0.247%	219.2
Άνοιγμα			14.64		2.4				0.150%	
Στήριξη	21	10.5	26.93	20.0	4.2	2.2	2.8	2.5	0.225%	224.2
Άνοιγμα			14.96		2.3				0.150%	
Στήριξη	22	10.7	27.52	20.0	4.0	2.3	2.9	2.5	0.206%	229.5
Άνοιγμα			15.28		2.2				0.150%	
Στήριξη	23	11.0	28.11	20.0	3.9	2.5	3.1	2.5	0.190%	235.1
Άνοιγμα			15.60		2.1				0.150%	

Στήριξη	24	11.2	28.70	20.0	3.8	2.6	3.2	2.5	0.176%	241.0
Άνοιγμα			15.93		2.1				0.150%	

Πίνακας Α.4: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$



Σχήμα Α.1: Συνολική οπλισμοί πλάκας σε σχέση με το πάχος της, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ



Σχήμα Α.2: Μείωση οπλισμών σε σύγκριση με την πλάκα από ΣΠΣ, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ

Από τα παραπάνω σχήματα συμπεραίνουμε ότι η ελάχιστη όπλιση για την πλάκα Π3 της κατασκευής (6 m ανοιγμάτων) επιτυγχάνεται για $h_{πλ} = 22$ cm για ΣΠΣ και για $h_{πλ} = 19-21$ cm για ΕΣ.

Παρατηρούμε ότι γενικά η χρήση χάλυβα μειώνεται για μικρά ειδικά βάρη του ΕΣ, ενώ η μείωση γίνεται μέγιστη για $\gamma = 13$ kN/m³ και $h_{πλ} = 18$ cm, όπου οι οπλισμοί μειώνονται κατά 20% σε σχέση με το ΣΠΣ. Αυξάνοντας το γ στα 17 kN/m³, η μείωση αυτή ελαττώνεται στο 14% και συμβαίνει για πλάκα 20 cm.

Βλέπουμε επίσης ότι για όλα τα γ , η μείωση του πάχους της πλάκας αυξάνει την απαίτηση οπλισμού, καθώς τα 6 m ανοίγματος δημιουργούν τέτοιες ροπές που το μειούμενο στατικό ύψος δεν μπορεί να αναλάβει χωρίς αύξηση των οπλισμών. Επομένως, η μείωση του πάχους της συγκεκριμένης πλάκας κάτω από 16 cm είναι αντιοικονομική όσον αφορά τη χρήση χάλυβα. Επίσης, με τη μείωση του $h_{πλ}$ ο $A_{s,min}$ αυξάνεται λόγω της μείωσης του s_{max} αλλά δεν γίνεται κρίσιμος, καθώς το $A_{s,req}$ συνεχίζει να είναι μεγαλύτερο, ακόμα και στο ΕΣ με $\gamma = 13$ kN/m³.

Η αύξηση όμως του $h_{πλ}$ αν και αυξάνει τα φορτία, επιφέρει αύξηση του στατικού ύψους d , με συνέπεια ο $A_{s,req}$ να μειώνεται, χωρίς ωστόσο να γίνεται μικρότερος από τον κανονιστικά ελάχιστο $A_{s,min}$.

Πλάκα Διαστάσεων 5 x 5 m

Πλάκα από ΣΠΣ, διαστάσεων 5 x 5 m										
Θέση	$h_{πλ}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m ²)	$ M_{sd} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{s,req}$ (m ² /m)	$0.6 \cdot bd / f_{yk}$ (cm ²)	$0.0015 \cdot bd$ (cm ²)	$\Phi 8 / s_{max}$ (cm ²)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	9.1	16.14	15.0	6.5	1.0	1.2	3.4	0.810%	206.9
Άνοιγμα			8.98		3.3				0.419%	
Στήριξη	11	9.4	16.74	16.5	5.8	1.1	1.4	3.0	0.641%	186.5
Άνοιγμα			9.31		3.0				0.338%	
Στήριξη	12	9.8	17.34	18.0	5.2	1.2	1.5	2.8	0.523%	170.2
Άνοιγμα			9.64		2.8				0.279%	
Στήριξη	13	10.1	17.94	19.5	4.9	1.3	1.7	2.6	0.441%	158.0
Άνοιγμα			9.97		2.6				0.236%	
Στήριξη	14	10.4	18.54	20.0	4.5	1.4	1.8	2.5	0.378%	151.0
Άνοιγμα			10.30		2.4				0.209%	
Στήριξη	15	10.8	19.14	20.0	4.3	1.6	2.0	2.5	0.329%	147.6
Άνοιγμα			10.63		2.3				0.193%	
Στήριξη	16	11.1	19.74	20.0	4.1	1.7	2.1	2.5	0.291%	145.0
Άνοιγμα			10.96		2.2				0.180%	
Στήριξη	17	11.4	20.34	20.0	3.9	1.8	2.3	2.5	0.260%	142.7
Άνοιγμα			11.28		2.1				0.168%	
Στήριξη	18	11.8	20.94	20.0	3.7	1.9	2.4	2.5	0.234%	140.7
Άνοιγμα			11.61		2.0				0.157%	
Στήριξη	19	12.1	21.54	20.0	3.6	2.0	2.6	2.5	0.212%	140.4
Άνοιγμα			11.94		2.0				0.150%	
Στήριξη	20	12.5	22.14	20.0	3.5	2.2	2.7	2.5	0.194%	144.4
Άνοιγμα			12.27		1.9				0.150%	
Στήριξη	21	12.8	22.74	20.0	3.4	2.3	2.9	2.5	0.179%	148.5
Άνοιγμα			12.60		1.9				0.150%	
Στήριξη	22	13.1	23.34	20.0	3.3	2.4	3.0	2.5	0.165%	152.8
Άνοιγμα			12.93		1.8				0.150%	
Στήριξη	23	13.5	23.94	20.0	3.2	2.5	3.2	2.5	0.153%	157.3
Άνοιγμα			13.26		1.8				0.150%	
Στήριξη	24	13.8	24.54	20.0	3.1	2.6	3.3	2.5	0.150%	163.8
Άνοιγμα			13.59		1.7				0.150%	

Πίνακας Α.5: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΣΠΣ

Πλάκα από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, διαστάσεων 5 x 5 m										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m ²)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m ² /m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm ²)	$0.0015 \cdot bd$ (cm ²)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm ²)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	7.5	13.26	15.0	5.6	0.9	1.1	3.4	0.749%	195.7
Άνοιγμα			7.40		2.9				0.447%	
Στήριξη	11	7.6	13.57	16.5	4.9	1.0	1.3	3.0	0.572%	174.7
Άνοιγμα			7.57		2.6				0.358%	
Στήριξη	12	7.8	13.88	18.0	4.4	1.1	1.4	2.8	0.460%	159.0
Άνοιγμα			7.74		2.3				0.294%	
Στήριξη	13	8.0	14.19	19.5	4.0	1.3	1.6	2.6	0.378%	146.0
Άνοιγμα			7.91		2.1				0.245%	
Στήριξη	14	8.2	14.50	20.0	3.7	1.4	1.7	2.5	0.318%	139.6
Άνοιγμα			8.08		2.0				0.219%	
Στήριξη	15	8.3	14.82	20.0	3.4	1.5	1.9	2.5	0.273%	136.4
Άνοιγμα			8.25		1.9				0.201%	
Στήριξη	16	8.5	15.13	20.0	3.2	1.6	2.0	2.5	0.238%	133.8
Άνοιγμα			8.43		1.8				0.186%	
Στήριξη	17	8.7	15.44	20.0	3.0	1.7	2.2	2.5	0.209%	131.5
Άνοιγμα			8.60		1.7				0.173%	
Στήριξη	18	8.9	15.75	20.0	2.9	1.9	2.3	2.5	0.186%	129.6
Άνοιγμα			8.77		1.6				0.162%	
Στήριξη	19	9.0	16.06	20.0	2.8	2.0	2.5	2.5	0.167%	127.9
Άνοιγμα			8.94		1.5				0.152%	
Στήριξη	20	9.2	16.38	20.0	2.6	2.1	2.6	2.5	0.151%	130.5
Άνοιγμα			9.11		1.5				0.150%	
Στήριξη	21	9.4	16.69	20.0	2.5	2.2	2.8	2.5	0.150%	137.8
Άνοιγμα			9.28		1.4				0.150%	
Στήριξη	22	9.6	17.00	20.0	2.4	2.3	2.9	2.5	0.150%	145.2
Άνοιγμα			9.45		1.3				0.150%	
Στήριξη	23	9.7	17.31	20.0	2.4	2.5	3.1	2.5	0.150%	152.7
Άνοιγμα			9.62		1.3				0.150%	
Στήριξη	24	9.9	17.62	20.0	2.3	2.6	3.2	2.5	0.150%	160.1
Άνοιγμα			9.80		1.3				0.150%	

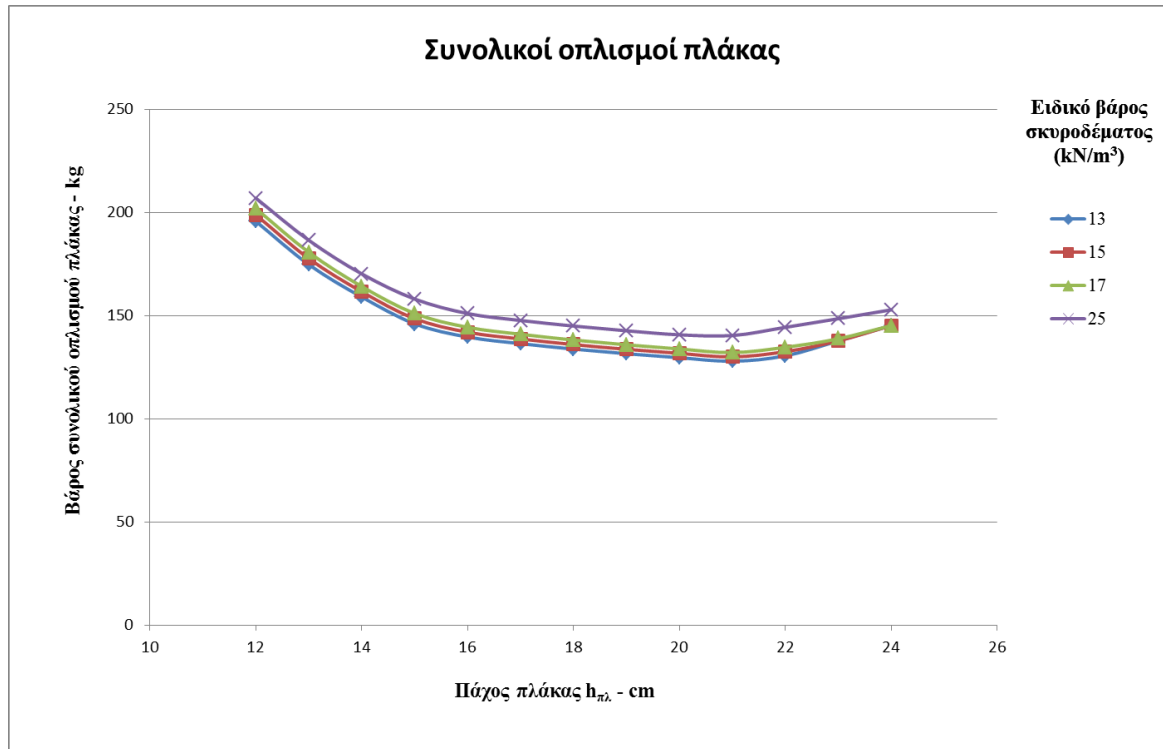
Πίνακας Α.6: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$

Πλάκα διαστάσεων 6 x 6 m από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m^2)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m^2/m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm^2)	$0.0015 \cdot bd$ (cm^2)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm^2)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	7.7	13.74	15.0	5.9	0.9	1.1	3.4	0.781%	198.8
Άνοιγμα			7.66		3.0				0.447%	
Στήριξη	11	7.9	14.10	16.5	5.1	1.0	1.3	3.0	0.598%	177.6
Άνοιγμα			7.86		2.7				0.358%	
Στήριξη	12	8.1	14.46	18.0	4.6	1.1	1.4	2.8	0.480%	161.6
Άνοιγμα			8.06		2.4				0.294%	
Στήριξη	13	8.3	14.82	19.5	4.2	1.3	1.6	2.6	0.396%	148.5
Άνοιγμα			8.25		2.2				0.245%	
Στήριξη	14	8.5	15.18	20.0	3.8	1.4	1.7	2.5	0.334%	142.0
Άνοιγμα			8.45		2.1				0.219%	
Στήριξη	15	8.7	15.54	20.0	3.6	1.5	1.9	2.5	0.287%	138.7
Άνοιγμα			8.65		2.0				0.201%	
Στήριξη	16	8.9	15.90	20.0	3.4	1.6	2.0	2.5	0.250%	136.0
Άνοιγμα			8.85		1.8				0.186%	
Στήριξη	17	9.1	16.26	20.0	3.2	1.7	2.2	2.5	0.221%	133.7
Άνοιγμα			9.04		1.7				0.173%	
Στήριξη	18	9.3	16.62	20.0	3.0	1.9	2.3	2.5	0.197%	131.7
Άνοιγμα			9.24		1.7				0.162%	
Στήριξη	19	9.5	16.98	20.0	2.9	2.0	2.5	2.5	0.177%	130.0
Άνοιγμα			9.44		1.6				0.152%	
Στήριξη	20	9.8	17.34	20.0	2.8	2.1	2.6	2.5	0.160%	132.6
Άνοιγμα			9.64		1.5				0.150%	
Στήριξη	21	10.0	17.70	20.0	2.7	2.2	2.8	2.5	0.150%	137.8
Άνοιγμα			9.84		1.5				0.150%	
Στήριξη	22	10.2	18.06	20.0	2.6	2.3	2.9	2.5	0.150%	145.2
Άνοιγμα			10.03		1.4				0.150%	
Στήριξη	23	10.4	18.42	20.0	2.5	2.5	3.1	2.5	0.150%	152.7
Άνοιγμα			10.23		1.4				0.150%	
Στήριξη	24	10.6	18.78	20.0	2.4	2.6	3.2	2.5	0.150%	160.1
Άνοιγμα			10.43		1.3				0.150%	

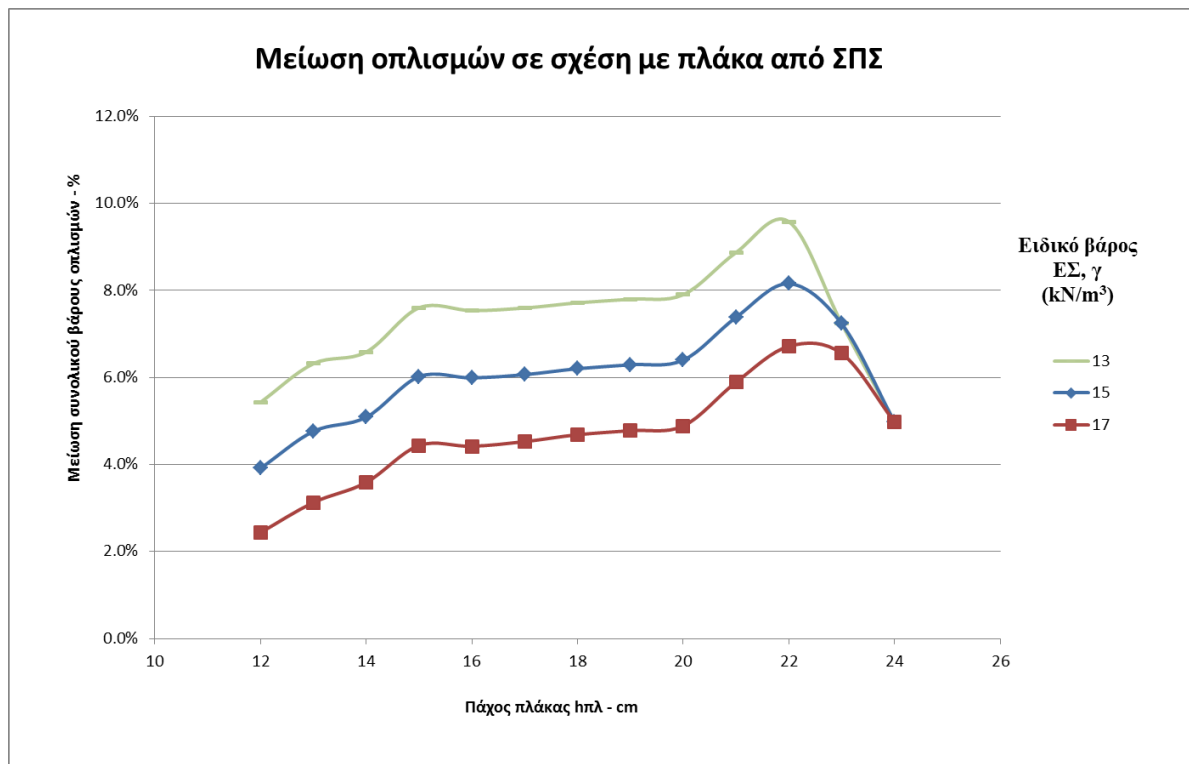
Πίνακας Α.7: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

Πλάκα Π3 από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m^2)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m^2/m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm^2)	$0.0015 \cdot bd$ (cm^2)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm^2)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	8.0	14.22	15.0	6.1	0.9	1.1	3.4	0.812%	201.9
Άνοιγμα			7.92		3.1				0.447%	
Στήριξη	11	8.2	14.62	16.5	5.3	1.0	1.3	3.0	0.626%	180.7
Άνοιγμα			8.15		2.8				0.358%	
Στήριξη	12	8.5	15.03	18.0	4.8	1.1	1.4	2.8	0.501%	164.1
Άνοιγμα			8.37		2.5				0.294%	
Στήριξη	13	8.7	15.44	19.5	4.4	1.3	1.6	2.6	0.415%	151.0
Άνοιγμα			8.60		2.3				0.245%	
Στήριξη	14	8.9	15.85	20.0	4.0	1.4	1.7	2.5	0.350%	144.3
Άνοιγμα			8.82		2.2				0.219%	
Στήριξη	15	9.1	16.26	20.0	3.8	1.5	1.9	2.5	0.301%	141.0
Άνοιγμα			9.04		2.0				0.201%	
Στήριξη	16	9.4	16.66	20.0	3.5	1.6	2.0	2.5	0.263%	138.2
Άνοιγμα			9.27		1.9				0.186%	
Στήριξη	17	9.6	17.07	20.0	3.4	1.7	2.2	2.5	0.232%	135.8
Άνοιγμα			9.49		1.8				0.173%	
Στήριξη	18	9.8	17.48	20.0	3.2	1.9	2.3	2.5	0.207%	133.8
Άνοιγμα			9.72		1.8				0.162%	
Στήριξη	19	10.1	17.89	20.0	3.1	2.0	2.5	2.5	0.186%	132.1
Άνοιγμα			9.94		1.7				0.152%	
Στήριξη	20	10.3	18.30	20.0	3.0	2.1	2.6	2.5	0.169%	134.7
Άνοιγμα			10.16		1.6				0.150%	
Στήριξη	21	10.5	18.70	20.0	2.9	2.2	2.8	2.5	0.154%	138.8
Άνοιγμα			10.39		1.6				0.150%	
Στήριξη	22	10.7	19.11	20.0	2.8	2.3	2.9	2.5	0.150%	145.2
Άνοιγμα			10.61		1.5				0.150%	
Στήριξη	23	11.0	19.52	20.0	2.7	2.5	3.1	2.5	0.150%	152.7
Άνοιγμα			10.84		1.5				0.150%	
Στήριξη	24	11.2	19.93	20.0	2.6	2.6	3.2	2.5	0.150%	160.1
Άνοιγμα			11.06		1.4				0.150%	

Πίνακας Α.8: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$



Σχήμα Α.3: Συνολικοί οπλισμοί πλάκας για διάφορα γ και $h_{πλ}$



Σχήμα Α.4: Μείωση οπλισμών σε σύγκριση με την πλάκα από ΣΠΣ, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ

(Οι περιπτώσεις διαστάσεων πλάκας 5 x 5 m και 4 x 4 m σχολιάζονται κοινά στην επόμενη παράγραφο)

Πλάκα Διαστάσεων 4 x 4 m

Πλάκα από ΣΠΣ, διαστάσεων 4 x 4 m										
Θέση	$h_{πλ}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m ²)	$ M_{sd} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{s,req}$ (m ² /m)	$0.6 \cdot bd/f_{yk}$ (cm ²)	$0.0015 \cdot bd$ (cm ²)	$\Phi 8/s_{max}$ (cm ²)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	9.1	10.33	15.0	3.9	1.0	1.2	3.4	0.484%	110.8
Άνοιγμα			5.75		2.1				0.419%	
Στήριξη	11	9.4	10.71	16.5	3.5	1.1	1.4	3.0	0.390%	100.6
Άνοιγμα			5.96		1.9				0.338%	
Στήριξη	12	9.8	11.10	18.0	3.2	1.2	1.5	2.8	0.322%	92.3
Άνοιγμα			6.17		1.7				0.279%	
Στήριξη	13	10.1	11.48	19.5	3.0	1.3	1.7	2.6	0.273%	85.4
Άνοιγμα			6.38		1.6				0.234%	
Στήριξη	14	10.4	11.86	20.0	2.8	1.4	1.8	2.5	0.236%	82.5
Άνοιγμα			6.59		1.5				0.209%	
Στήριξη	15	10.8	12.25	20.0	2.7	1.6	2.0	2.5	0.206%	81.3
Άνοιγμα			6.80		1.5				0.193%	
Στήριξη	16	11.1	12.63	20.0	2.6	1.7	2.1	2.5	0.183%	80.2
Άνοιγμα			7.01		1.4				0.180%	
Στήριξη	17	11.4	13.02	20.0	2.5	1.8	2.3	2.5	0.168%	79.9
Άνοιγμα			7.22		1.3				0.168%	
Στήριξη	18	11.8	13.40	20.0	2.4	1.9	2.4	2.5	0.157%	79.9
Άνοιγμα			7.43		1.3				0.157%	
Στήριξη	19	12.1	13.78	20.0	2.3	2.0	2.6	2.5	0.150%	81.0
Άνοιγμα			7.64		1.3				0.150%	
Στήριξη	20	12.5	14.17	20.0	2.2	2.2	2.7	2.5	0.150%	85.8
Άνοιγμα			7.85		1.2				0.150%	
Στήριξη	21	12.8	14.55	20.0	2.1	2.3	2.9	2.5	0.150%	90.6
Άνοιγμα			8.07		1.2				0.150%	
Στήριξη	22	13.1	14.94	20.0	2.1	2.4	3.0	2.5	0.150%	95.3
Άνοιγμα			8.28		1.1				0.150%	
Στήριξη	23	13.5	15.32	20.0	2.0	2.5	3.2	2.5	0.150%	100.1
Άνοιγμα			8.49		1.1				0.150%	
Στήριξη	24	13.8	15.70	20.0	2.0	2.6	3.3	2.5	0.150%	104.9
Άνοιγμα			8.70		1.1				0.150%	

Πίνακας Α.9: Πλάκα Π3 από ΣΠΣ

Πλάκα από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$, διαστάσεων 5 x 5 m										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m^2)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m^2/m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm^2)	$0.0015 \cdot bd$ (cm^2)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm^2)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	7.5	8.48	15.0	3.4	0.9	1.1	3.4	0.450%	106.7
Άνοιγμα			4.73		1.8				0.447%	
Στήριξη	11	7.6	8.68	16.5	3.0	1.0	1.3	3.0	0.358%	96.8
Άνοιγμα			4.84		1.6				0.358%	
Στήριξη	12	7.8	8.88	18.0	2.7	1.1	1.4	2.8	0.294%	88.7
Άνοιγμα			4.95		1.5				0.294%	
Στήριξη	13	8.0	9.08	19.5	2.5	1.3	1.6	2.6	0.245%	81.9
Άνοιγμα			5.06		1.4				0.245%	
Στήριξη	14	8.2	9.28	20.0	2.3	1.4	1.7	2.5	0.219%	79.9
Άνοιγμα			5.17		1.3				0.219%	
Στήριξη	15	8.3	9.48	20.0	2.1	1.5	1.9	2.5	0.201%	79.9
Άνοιγμα			5.28		1.2				0.201%	
Στήριξη	16	8.5	9.68	20.0	2.0	1.6	2.0	2.5	0.186%	79.9
Άνοιγμα			5.39		1.1				0.186%	
Στήριξη	17	8.7	9.88	20.0	1.9	1.7	2.2	2.5	0.173%	79.9
Άνοιγμα			5.50		1.1				0.173%	
Στήριξη	18	8.9	10.08	20.0	1.8	1.9	2.3	2.5	0.162%	79.9
Άνοιγμα			5.61		1.0				0.162%	
Στήριξη	19	9.0	10.28	20.0	1.7	2.0	2.5	2.5	0.152%	79.9
Άνοιγμα			5.72		1.0				0.152%	
Στήριξη	20	9.2	10.48	20.0	1.7	2.1	2.6	2.5	0.150%	83.4
Άνοιγμα			5.83		0.9				0.150%	
Στήριξη	21	9.4	10.68	20.0	1.6	2.2	2.8	2.5	0.150%	88.2
Άνοιγμα			5.94		0.9				0.150%	
Στήριξη	22	9.6	10.88	20.0	1.6	2.3	2.9	2.5	0.150%	92.9
Άνοιγμα			6.05		0.9				0.150%	
Στήριξη	23	9.7	11.08	20.0	1.5	2.5	3.1	2.5	0.150%	97.7
Άνοιγμα			6.16		0.8				0.150%	
Στήριξη	24	9.9	11.28	20.0	1.5	2.6	3.2	2.5	0.150%	102.5
Άνοιγμα			6.27		0.8				0.150%	

Πίνακας Α.10: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$

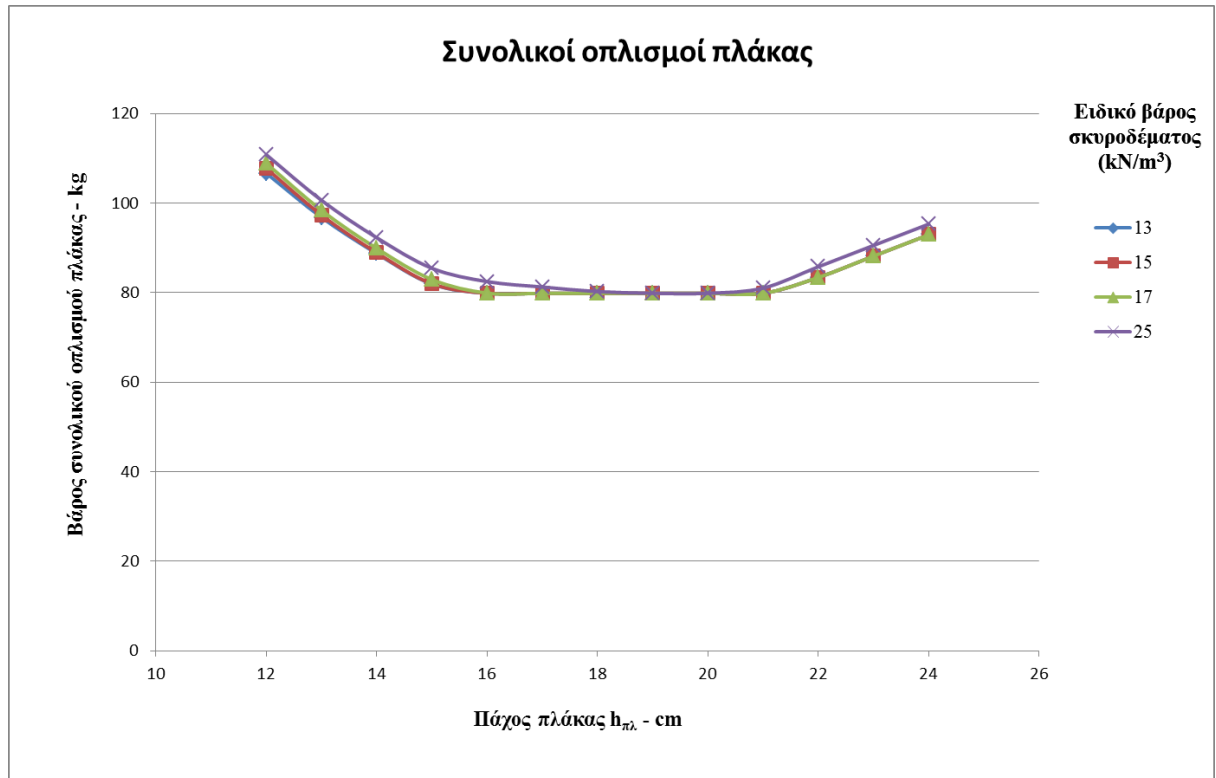
Πλάκα διαστάσεων 6 x 6 m από ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$										
Θέση	$h_{\text{πλ}}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m^2)	$ M_{\text{sd}} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{\text{s,req}}$ (m^2/m)	$0.6 \cdot bd/f_{\text{yk}}$ (cm^2)	$0.0015 \cdot bd$ (cm^2)	$\Phi 8/s_{\text{max}}$ (cm^2)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	7.7	8.79	15.0	3.5	0.9	1.1	3.4	0.468%	107.8
Άνοιγμα			4.90		1.9				0.447%	
Στήριξη	11	7.9	9.02	16.5	3.1	1.0	1.3	3.0	0.366%	97.3
Άνοιγμα			5.03		1.7				0.358%	
Στήριξη	12	8.1	9.25	18.0	2.8	1.1	1.4	2.8	0.296%	88.9
Άνοιγμα			5.16		1.5				0.294%	
Στήριξη	13	8.3	9.48	19.5	2.6	1.3	1.6	2.6	0.246%	82.0
Άνοιγμα			5.28		1.4				0.245%	
Στήριξη	14	8.5	9.71	20.0	2.4	1.4	1.7	2.5	0.219%	79.9
Άνοιγμα			5.41		1.3				0.219%	
Στήριξη	15	8.7	9.94	20.0	2.3	1.5	1.9	2.5	0.201%	79.9
Άνοιγμα			5.54		1.2				0.201%	
Στήριξη	16	8.9	10.17	20.0	2.1	1.6	2.0	2.5	0.186%	79.9
Άνοιγμα			5.66		1.2				0.186%	
Στήριξη	17	9.1	10.40	20.0	2.0	1.7	2.2	2.5	0.173%	79.9
Άνοιγμα			5.79		1.1				0.173%	
Στήριξη	18	9.3	10.63	20.0	1.9	1.9	2.3	2.5	0.162%	79.9
Άνοιγμα			5.91		1.1				0.162%	
Στήριξη	19	9.5	10.86	20.0	1.8	2.0	2.5	2.5	0.152%	79.9
Άνοιγμα			6.04		1.0				0.152%	
Στήριξη	20	9.8	11.10	20.0	1.8	2.1	2.6	2.5	0.150%	83.4
Άνοιγμα			6.17		1.0				0.150%	
Στήριξη	21	10.0	11.33	20.0	1.7	2.2	2.8	2.5	0.150%	88.2
Άνοιγμα			6.29		0.9				0.150%	
Στήριξη	22	10.2	11.56	20.0	1.7	2.3	2.9	2.5	0.150%	92.9
Άνοιγμα			6.42		0.9				0.150%	
Στήριξη	23	10.4	11.79	20.0	1.6	2.5	3.1	2.5	0.150%	97.7
Άνοιγμα			6.55		0.9				0.150%	
Στήριξη	24	10.6	12.02	20.0	1.6	2.6	3.2	2.5	0.150%	102.5
Άνοιγμα			6.67		0.9				0.150%	

Πίνακας Α.11: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

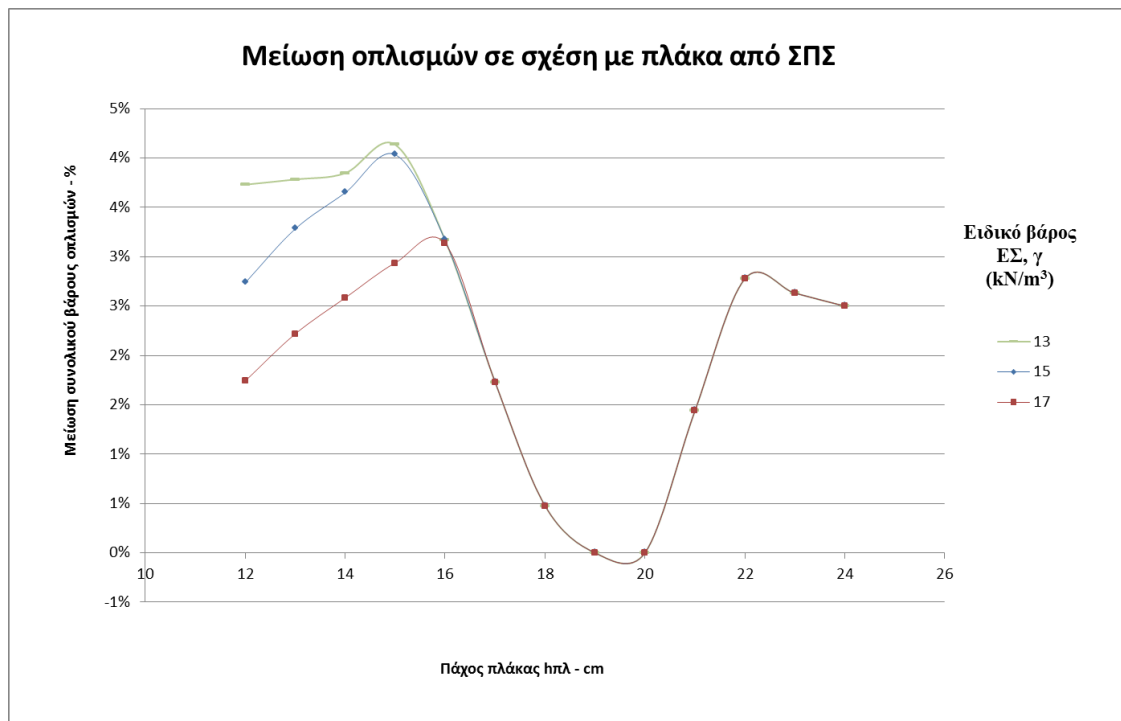
Πλάκα Π3 από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

Θέση	$h_{πλ}$ (cm)	$1.35 \cdot p + 1.5 \cdot q$ (kN/m ²)	$ M_{sd} $ (kNm)	s_{max} (cm)	$A_{s,req}$ (m ² /m)	$0.6 \cdot bd/f_{yk}$ (cm ²)	$0.0015 \cdot bd$ (cm ²)	$\Phi 8/s_{max}$ (cm ²)	ρ (%)	Οπλισμός πλάκας (kg)
Στήριξη	10	8.0	9.10	15.0	3.6	0.9	1.1	3.4	0.485%	108.9
Άνοιγμα			5.07		1.9				0.447%	
Στήριξη	11	8.2	9.36	16.5	3.2	1.0	1.3	3.0	0.381%	98.4
Άνοιγμα			5.21		1.7				0.358%	
Στήριξη	12	8.5	9.62	18.0	2.9	1.1	1.4	2.8	0.309%	89.9
Άνοιγμα			5.36		1.6				0.294%	
Στήριξη	13	8.7	9.88	19.5	2.7	1.3	1.6	2.6	0.257%	82.9
Άνοιγμα			5.50		1.5				0.245%	
Στήριξη	14	8.9	10.14	20.0	2.5	1.4	1.7	2.5	0.219%	79.9
Άνοιγμα			5.65		1.4				0.219%	
Στήριξη	15	9.1	10.40	20.0	2.4	1.5	1.9	2.5	0.201%	79.9
Άνοιγμα			5.79		1.3				0.201%	
Στήριξη	16	9.4	10.67	20.0	2.2	1.6	2.0	2.5	0.186%	79.9
Άνοιγμα			5.93		1.2				0.186%	
Στήριξη	17	9.6	10.93	20.0	2.1	1.7	2.2	2.5	0.173%	79.9
Άνοιγμα			6.08		1.2				0.173%	
Στήριξη	18	9.8	11.19	20.0	2.0	1.9	2.3	2.5	0.162%	79.9
Άνοιγμα			6.22		1.1				0.162%	
Στήριξη	19	10.1	11.45	20.0	1.9	2.0	2.5	2.5	0.152%	79.9
Άνοιγμα			6.36		1.1				0.152%	
Στήριξη	20	10.3	11.71	20.0	1.9	2.1	2.6	2.5	0.150%	83.4
Άνοιγμα			6.51		1.0				0.150%	
Στήριξη	21	10.5	11.97	20.0	1.8	2.2	2.8	2.5	0.150%	88.2
Άνοιγμα			6.65		1.0				0.150%	
Στήριξη	22	10.7	12.23	20.0	1.8	2.3	2.9	2.5	0.150%	92.9
Άνοιγμα			6.79		1.0				0.150%	
Στήριξη	23	11.0	12.49	20.0	1.7	2.5	3.1	2.5	0.150%	97.7
Άνοιγμα			6.94		0.9				0.150%	
Στήριξη	24	11.2	12.75	20.0	1.7	2.6	3.2	2.5	0.150%	102.5
Άνοιγμα			7.08		0.9				0.150%	

Πίνακας Α.12: Υπολογισμός οπλισμών πλάκας από ΕΣ με $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$



Σχήμα Α.5: Συνολική οπλισμοί πλάκας σε σχέση με το πάχος της, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ



Σχήμα Α.6: Μείωση οπλισμών σε σύγκριση με την πλάκα από ΣΠΣ, για διάφορα $h_{πλ}$ και γ

Η μείωση του ανοίγματος της πλάκας μειώνει σημαντικά τις ροπές σχεδιασμού με αποτέλεσμα τόσο για ΣΠΣ όσο και για ΕΣ ο συνολικός απαιτούμενος οπλισμός να είναι πολύ μικρότερος (200-250 kg για άνοιγμα 6 μέτρων και 80-100 kg για άνοιγμα 4 μέτρων).

Παρατηρούμε όμως ότι η διαφορά μεταξύ ΣΠΣ και ΕΣ εξαλείφεται όσον αφορά τους συνολικούς οπλισμούς της πλάκας, όσο το άνοιγμα μειώνεται. Για άνοιγμα 5 μέτρων οι διαφορές κυμαίνονται μέχρι 10% ενώ για άνοιγμα 6 μέτρων ήταν στο 10-20% (βλ. Σχήμα Α.2, Σχήμα Α.4) και φτάνει για το άνοιγμα των 4 μέτρων στο σημείο η διαφορά να είναι της τάξης του 4%. Αυτό συμβαίνει διότι πλέον οι πλάκες σχεδιάζονται τόσο για το ΣΠΣ όσο και για το ΕΣ για οπλισμό κοντά στον ελάχιστο κανονιστικό, $A_{s,min}$. Μάλιστα, για $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$ η πλάκα ανεξαρτήτως πάχους οπλίζεται για τον ελάχιστο κανονιστικό οπλισμό, καθώς ο $A_{s,req}$ είναι μικρότερος από το $A_{s,min}$. Το ίδιο συμβαίνει και για $\gamma = 15$ και 17 kN/m^3 , για συνήθη πάχη πλάκας ενώ στο ΣΠΣ η όπλιση με $A_{s,min}$ συμβαίνει για $h_{\pi\lambda} \geq 17 \text{ cm}$.

Για μικρά πάχη πλάκας ο $A_{s,min}$ καθορίζεται από το s_{max} , το οποίο μειώνεται όσο μειώνεται το πάχος, ενώ για μεγάλα πάχη πλάκας, ο $A_{s,min}$ καθορίζεται από το $0.0015 \cdot b \cdot d$, λόγω αύξησης του d .

B Παράρτημα: Πίνακες Υπολογισμών

B.1 Υπολογισμοί Παραμορφώσεων

γ (kN/m^3)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	D και $\Delta_{el,G,cr}$ πλακών για φόρτιση G και ρηγματωμένες συνθήκες (mm)								
		$D_{\Sigma 1}$	$D_{\Sigma 2}$	$D_{\Sigma 3}$	D_{M1}	D_{M2}	D_{M3}	$\Delta_{\pi 1,el,G,cr}$	$\Delta_{\pi 2,el,G,cr}$	$\Delta_{\pi 3,el,G,cr}$
25	16	1.0	1.5	1.3	2.9	3.4	3.9	1.4	2.0	2.7
	18	1.5	2.4	1.8	3.5	3.8	4.2	1.1	1.7	2.3
	20	1.1	1.8	1.4	2.7	3.0	3.3	0.9	1.4	1.9
13	16	3.4	6.6	4.5	9.7	10.2	10.9	3.1	4.7	5.9
	18	3.5	7.0	4.7	9.6	9.8	10.3	2.6	4.0	5.1
	20	3.6	7.4	5.0	9.6	9.9	10.1	2.2	3.7	4.6
	22	3.7	7.8	5.2	9.8	9.9	9.9	2.0	3.4	4.2
14	16	3.0	5.9	4.1	8.9	9.3	9.9	3.0	4.3	5.5

	18	3.1	6.3	4.3	8.5	9.0	9.4	2.2	3.7	4.7
	20	3.2	6.6	4.5	8.6	8.9	9.1	2.0	3.4	4.2
	22	3.3	7.0	4.6	8.8	8.9	8.9	3.0	3.1	3.8
15	16	2.7	5.3	3.7	7.8	8.4	9.0	2.5	3.9	5.0
	18	2.8	5.7	3.8	7.7	8.2	8.5	2.0	3.5	4.3
	20	2.9	6.0	4.0	7.8	8.0	8.2	1.8	3.0	3.8
	22	2.9	6.3	4.2	7.9	8.0	8.0	1.6	2.8	3.4
16	16	2.4	4.9	3.3	7.1	7.7	8.2	2.2	3.6	4.6
	18	2.5	5.2	3.5	7.0	7.4	7.7	1.8	3.1	3.9
	20	2.6	5.5	3.6	7.1	7.3	7.4	1.6	2.8	3.4
	22	2.7	5.8	3.8	7.2	7.3	7.3	1.4	2.5	3.1
17	16	2.2	4.4	3.0	6.5	7.0	7.5	2.1	3.3	4.2
	18	2.3	4.7	3.2	6.4	6.8	7.1	1.7	2.9	3.6
18	16	2.0	4.1	2.8	6.0	6.4	6.8	1.9	3.0	3.8
	18	2.1	4.4	2.9	5.9	6.2	6.5	1.5	2.6	3.3
14*	16	1.0	1.3	1.0	3.8	4.4	5.4	2.5	3.3	4.3

Πίνακας Β.1: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες

γ (kN/m ³)	$h_{πλ}$ (cm)	D και $\Delta_{el,Q,cr}$ πλακών για φόρτιση $0.3 \cdot Q$ και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες (mm)								
		$D_{\Sigma 1}$	$D_{\Sigma 2}$	$D_{\Sigma 3}$	D_{M1}	D_{M2}	D_{M3}	$\Delta_{\Pi 1,el,Q,cr}$	$\Delta_{\Pi 2,el,Q,cr}$	$\Delta_{\Pi 3,el,Q,cr}$
25	16	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.3	0.0	0.0	0.1
	18	0.1	0.2	0.1	0.3	0.3	0.3	0.1	0.2	0.2
	20	0.0	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
13	16	0.2	0.9	0.5	1.4	1.4	1.4	0.5	0.7	0.8
	18	0.2	0.9	0.5	1.3	1.2	1.2	0.4	0.5	0.6
	20	0.2	0.9	0.5	1.2	1.1	1.1	0.3	0.5	0.5
	22	0.2	0.9	0.5	1.2	1.1	1.0	0.3	0.4	0.5
14	16	0.2	0.8	0.4	1.2	1.2	1.2	0.4	0.6	0.7
	18	0.2	0.8	0.4	1.1	1.1	1.1	0.3	0.5	0.6
	20	0.2	0.8	0.4	1.0	1.0	1.0	0.3	0.4	0.5
	22	0.2	0.8	0.4	1.0	0.9	0.9	0.2	0.4	0.4
15	16	0.2	0.7	0.3	1.0	1.0	1.0	0.4	0.5	0.6
	18	0.2	0.7	0.3	0.9	0.9	0.9	0.3	0.4	0.5
	20	0.2	0.7	0.3	0.9	0.8	0.8	0.2	0.3	0.4
	22	0.2	0.7	0.3	0.8	0.8	0.8	0.2	0.3	0.3
16	16	0.2	0.6	0.3	0.9	0.9	0.9	0.3	0.5	0.5

	18	0.2	0.6	0.3	0.8	0.8	0.8	0.2	0.4	0.4
	20	0.2	0.6	0.3	0.8	0.8	0.7	0.2	0.3	0.4
	22	0.2	0.6	0.3	0.8	0.7	0.7	0.2	0.3	0.3
17	16	0.2	0.5	0.2	0.8	0.8	0.8	0.3	0.4	0.5
	18	0.2	0.5	0.2	0.7	0.7	0.7	0.2	0.3	0.4
18	16	0.1	0.5	0.2	0.7	0.7	0.7	0.2	0.4	0.4
	18	0.1	0.5	0.2	0.6	0.6	0.6	0.2	0.3	0.3
14*	16	0.1	0.2	0.1	0.5	0.6	0.8	0.4	0.5	0.6

Πίνακας Β.2: Μετακινήσεις πλακών για φόρτιση με κινητά φορτία ($0.3 \cdot Q$) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	D και $\Delta_{el,G,cr}$ δοκών για φόρτιση G και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες (mm)								
		$D_{\Sigma 1}$	$D_{\Sigma 2}$	$D_{\Sigma 3}$	D_{M4}	D_{M5}	D_{M6}	$\Delta_{B1,el,G,cr}$	$\Delta_{B2,el,G,cr}$	$\Delta_{B3,el,G,cr}$
25	18	1.5	2.4	1.8	2.5	3.1	2.9	0.9	1.0	0.5
13	16	3.3	6.7	4.5	6.1	8.5	8.0	2.2	2.9	1.3
	18	3.4	7.1	4.7	6.1	9.0	8.4	2.1	3.1	1.3
	20	3.5	7.5	5.0	6.4	9.4	8.8	2.2	3.2	1.3
	22	3.6	7.9	5.2	6.6	9.9	9.4	2.2	3.4	1.5
14	16	2.3	5.0	3.4	4.8	7.0	6.4	2.0	2.8	1.4
	18	3.0	6.3	4.3	5.6	8.2	7.6	2.0	2.9	1.3
	20	3.1	6.7	4.5	5.7	8.5	7.9	1.9	2.9	1.2
	22	3.2	7.1	4.6	5.8	8.8	8.3	1.9	3.0	1.2
15	16	2.6	5.4	3.7	4.9	7.1	6.4	1.8	2.6	1.0
	18	2.7	5.7	3.8	5.1	7.4	6.9	1.9	2.7	1.2
	20	2.8	6.1	4.0	5.1	7.5	7.1	1.7	2.5	1.0
	22	2.9	6.4	4.1	5.3	8.1	7.6	1.8	2.9	1.2
16	16	2.3	4.9	3.3	4.4	6.5	5.8	1.6	2.4	0.9
	18	2.4	5.2	3.5	4.6	6.8	6.3	1.7	2.5	1.1
	20	2.5	5.5	3.6	4.7	7.1	6.6	1.7	2.6	1.1
	22	2.6	5.8	3.8	4.8	7.4	7.0	1.6	2.6	1.2
17	16	2.1	4.5	3.0	4.1	6.0	5.5	1.6	2.3	1.0
	18	2.2	4.8	3.2	4.2	6.3	5.8	1.5	2.3	1.0
18	16	2.0	4.1	2.8	3.8	5.6	5.1	1.4	2.2	1.0
	18	2.0	4.4	2.9	3.9	5.7	5.4	1.5	2.1	1.0

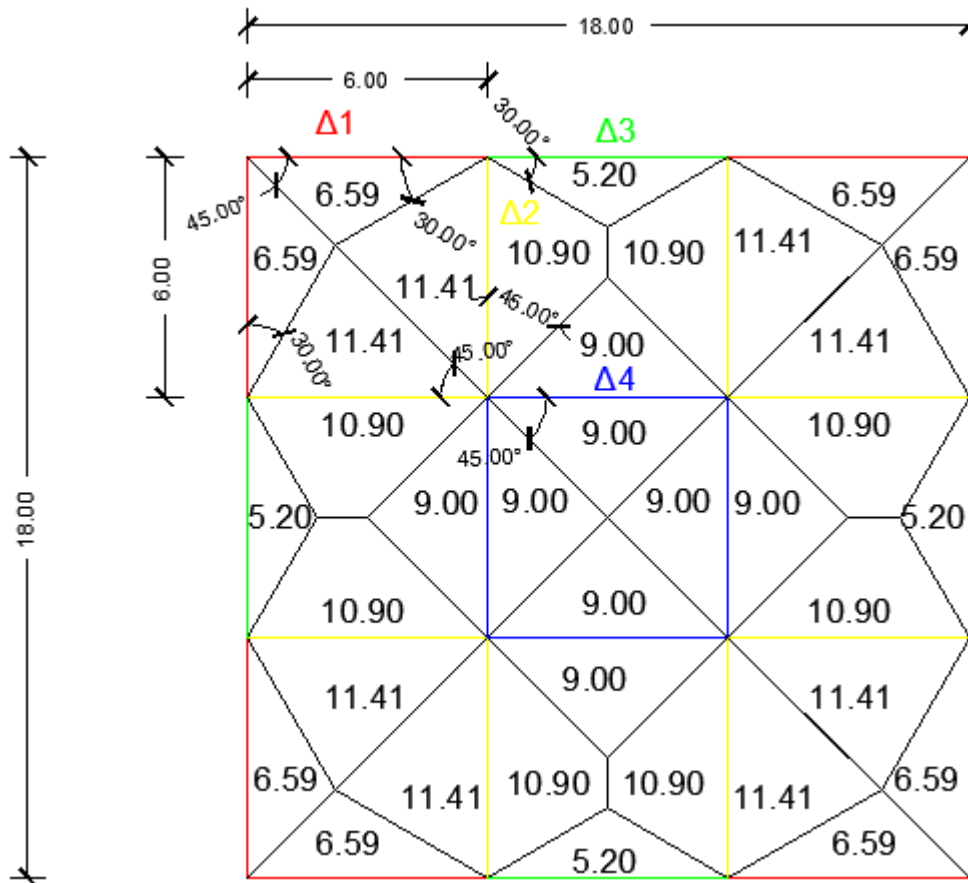
Πίνακας Β.3: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με μόνιμα φορτία (G) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες

γ (kN/m ³)	$h_{\pi\lambda}$ (cm)	D και $\Delta_{el,Q,cr}$ δοκών για φόρτιση $0.3 \cdot Q$ και ρηγματωμένες συνθήκες (mm)								
		$D_{\Sigma 1}$	$D_{\Sigma 2}$	$D_{\Sigma 3}$	D_{M4}	D_{M5}	D_{M6}	$\Delta_{B1,el,Q,cr}$	$\Delta_{B2,el,Q,cr}$	$\Delta_{B3,el,Q,cr}$
25	18	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
13	16	0.2	0.9	0.4	0.5	1.1	1.1	0.2	0.4	0.2
	18	0.2	0.9	0.4	0.5	1.1	1.1	0.2	0.4	0.2
	20	0.2	0.9	0.5	0.5	1.1	1.1	0.2	0.4	0.2
	22	0.2	0.9	0.5	0.5	1.1	1.1	0.2	0.4	0.2
14	16	0.2	0.6	0.3	0.4	0.8	0.8	0.1	0.4	0.2
	18	0.2	0.8	0.4	0.5	0.9	0.9	0.2	0.3	0.2
	20	0.2	0.8	0.4	0.5	0.9	0.9	0.2	0.3	0.2
	22	0.2	0.8	0.4	0.5	0.9	0.9	0.2	0.3	0.2
15	16	0.2	0.7	0.3	0.4	0.8	0.8	0.2	0.3	0.2
	18	0.2	0.7	0.3	0.4	0.8	0.8	0.1	0.3	0.2
	20	0.2	0.7	0.3	0.4	0.8	0.8	0.1	0.3	0.1
	22	0.2	0.7	0.3	0.4	0.8	0.8	0.1	0.3	0.2
16	16	0.2	0.6	0.3	0.4	0.8	0.7	0.1	0.3	0.1
	18	0.2	0.6	0.3	0.4	0.7	0.7	0.1	0.3	0.2
	20	0.2	0.6	0.3	0.3	0.7	0.7	0.1	0.3	0.2
	22	0.2	0.6	0.3	0.3	0.7	0.7	0.1	0.3	0.1
17	16	0.2	0.5	0.2	0.3	0.7	0.6	0.1	0.3	0.1
	18	0.2	0.5	0.2	0.3	0.6	0.6	0.1	0.3	0.1
18	16	0.1	0.5	0.2	0.3	0.6	0.6	0.1	0.2	0.1
	18	0.1	0.5	0.2	0.3	0.6	0.6	0.1	0.2	0.1

Πίνακας Β.4: Μετακινήσεις δοκών για φόρτιση με κινητά φορτία ($0.3Q$) και πλήρως ρηγματωμένες συνθήκες

Β.2 Υπολογισμός Φορτίων

Λόγω της διπλής συμμετρίας της κατασκευής, μπορούμε να ομαδοποιήσουμε τις δοκούς από άποψη παραλαβής κατακόρυφων φορτίων με ονομασίες $\Delta 1$, $\Delta 2$, $\Delta 3$, $\Delta 4$:



Σχήμα Β.1: Εμβαδά επιρροής και ομαδοποιήσεις δοκών

Τα μεγέθη που υπολογίζονται για τον υπολογισμό των φορτίων είναι τα εξής:

E Εμβαδόν επιρροής δοκών

L μήκος δοκών ίσο με 6 m

$G_{\pi\lambda}$ ίδιο βάρος πλακών ίσο με $\gamma \cdot h_{\pi\lambda} \cdot E/L$

G_{δ} ίδιο βάρος δοκών ίσο με $\gamma \cdot h_{\delta} \cdot 25\text{cm}$

$G_{\text{επικ},1}$ φορτία επικαλύψεων 1^{ου} ως 4^{ου} ορόφου ίσα με $1.5 \text{ kN/m}^2 \cdot E/L$

$G_{\text{επικ},5}$ φορτία επικαλύψεων 5^{ου} ορόφου ίσα με $2 \text{ kN/m}^2 \cdot E/L$

Q κινητά φορτία, ίσα με $2 \text{ kN/m}^2 \cdot E/L$

G_1 συνολικά μόνιμα φορτία δοκών 1^{ου} ως 4^{ου} ορόφου. Δεν συμπεριλαμβάνονται τα φορτία της τοιχοποιίας, επειδή είναι διαφορετικά για τις περιμετρικές και διαφορετικά για τις εσωτερικές δοκούς.

G_5 συνολικά μόνιμα φορτία δοκών 5^{ου} ορόφου

Τα παρακάτω μεγέθη είναι κοινά για όλα τα προσομοιώματα:

Δοκός	E (m ²)	G _{επικ,1} (kN/m)	G _{επικ,5} (kN/m)	Q (kN/m)
Δ1	6.59	1.65	2.20	2.20
Δ2	22.31	5.58	7.44	7.44
Δ3	5.20	1.30	1.73	1.73
Δ4	18.00	4.50	6.00	6.00

Πίνακας B.5: Υπολογισμός φορτίων

Για κάθε προσομοίωμα με μεταβλητά γ και $h_{\pi\lambda}$ (για συντομία $h_{\pi\lambda}$ ταυτίζεται με το h), τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες:

Δοκός	E (m ²)	$\gamma = 13 \text{ kN/m}^3, h = 16 \text{ cm}$				$\gamma = 13 \text{ kN/m}^3, h = 18 \text{ cm}$		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	2.28	1.79	5.72	6.27	2.57	6.01	6.55
Δ2	22.31	7.73	1.79	15.10	16.96	8.70	16.07	17.93
Δ3	5.20	1.80	1.79	4.89	5.32	2.03	5.12	5.55
Δ4	18.00	6.24	1.79	12.53	14.03	7.02	13.31	14.81

Πίνακας B.6: Φορτία για $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3, h = 16$ και 18 cm

Δοκός	E (m ²)	$\gamma = 13 \text{ kN/m}^3, h = 20 \text{ cm}$				$\gamma = 13 \text{ kN/m}^3, h = 22 \text{ cm}$		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	2.86	1.79	6.29	6.84	3.14	6.58	7.13
Δ2	22.31	9.67	1.79	17.03	18.89	10.63	18.00	19.86
Δ3	5.20	2.25	1.79	5.34	5.77	2.48	5.57	6.00
Δ4	18.00	7.80	1.79	14.09	15.59	8.58	14.87	16.37

Πίνακας B.7: Φορτία για $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3, h = 20$ και 22 cm

Δοκός	E (m ²)	$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, h = 16 \text{ cm}$				$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, h = 18 \text{ cm}$		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	2.46	1.93	6.03	6.58	2.77	6.34	6.89
Δ2	22.31	8.33	1.93	15.83	17.69	9.37	16.87	18.73
Δ3	5.20	1.94	1.93	5.17	5.60	2.18	5.41	5.84
Δ4	18.00	6.72	1.93	13.15	14.65	7.56	13.99	15.49

Πίνακας B.8: Φορτία για $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, h = 16$ και 18 cm

Δοκός	E (m ²)	$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, h = 20 \text{ cm}$				$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, h = 22 \text{ cm}$		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	3.08	1.93	6.65	7.20	3.38	6.96	7.50
Δ2	22.31	10.41	1.93	17.91	19.77	11.45	18.95	20.81
Δ3	5.20	2.43	1.93	5.65	6.09	2.67	5.89	6.33
Δ4	18.00	8.40	1.93	14.83	16.33	9.24	15.67	17.17

Πίνακας B.9: Φορτία για $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3, h = 20$ και 22 cm

Δοκός	E (m ²)	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3, h = 16 \text{ cm}$				$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3, h = 18 \text{ cm}$		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	2.64	2.06	6.35	6.90	2.97	6.68	7.22
Δ2	22.31	8.92	2.06	16.56	18.42	10.04	17.68	19.54
Δ3	5.20	2.08	2.06	5.44	5.88	2.34	5.70	6.14
Δ4	18.00	7.20	2.06	13.76	15.26	8.10	14.66	16.16

Πίνακας B.10: Φορτία για $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3, h = 16$ και 18 cm

Δοκός	E (m ²)	γ = 15 kN/m ³ , h = 20 cm				γ = 15 kN/m ³ , h = 22 cm		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	3.30	2.06	7.01	7.55	3.62	7.33	7.88
Δ2	22.31	11.16	2.06	18.80	20.65	12.27	19.91	21.77
Δ3	5.20	2.60	2.06	5.96	6.40	2.86	6.22	6.66
Δ4	18.00	9.00	2.06	15.56	17.06	9.90	16.46	17.96

Πίνακας B.11: Φορτία για γ = 15 kN/m³, h = 20 και 22 cm

Δοκός	E (m ²)	γ = 16 kN/m ³ , h = 16 cm				γ = 16 kN/m ³ , h = 18 cm		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	2.81	2.20	6.66	7.21	3.16	7.01	7.56
Δ2	22.31	9.52	2.20	17.30	19.16	10.71	18.49	20.35
Δ3	5.20	2.22	2.20	5.72	6.15	2.50	6.00	6.43
Δ4	18.00	7.68	2.20	14.38	15.88	8.64	15.34	16.84

Πίνακας B.12: Φορτία για γ = 16 kN/m³, h = 16 και 18 cm

Δοκός	E (m ²)	γ = 16 kN/m ³ , h = 20 cm				γ = 16 kN/m ³ , h = 22 cm		
		G _{πλ} (kN/m)	G _δ (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)	G _{πλ} (kN/m)	G ₁ (kN/m)	G ₅ (kN/m)
Δ1	6.59	3.51	2.20	7.36	7.91	3.87	7.71	8.26
Δ2	22.31	11.90	2.20	19.68	21.54	13.09	20.87	22.73
Δ3	5.20	2.77	2.20	6.27	6.71	3.05	6.55	6.98
Δ4	18.00	9.60	2.20	16.30	17.80	10.56	17.26	18.76

Πίνακας B.13: Φορτία για γ = 16 kN/m³, h = 20 και 22 cm

Δοκός	E (m ²)	γ = 17 kN/m ³ , h = 16 cm	γ = 17 kN/m ³ , h = 18 cm
-------	---------------------	--------------------------------------	--------------------------------------

		$G_{\pi\lambda}$ (kN/m)	G_{δ} (kN/m)	G_1 (kN/m)	G_5 (kN/m)	$G_{\pi\lambda}$ (kN/m)	G_1 (kN/m)	G_5 (kN/m)
$\Delta 1$	6.59	2.99	2.34	6.97	7.52	3.36	7.35	7.90
$\Delta 2$	22.31	10.11	2.34	18.03	19.89	11.38	19.29	21.15
$\Delta 3$	5.20	2.36	2.34	5.99	6.43	2.65	6.29	6.72
$\Delta 4$	18.00	8.16	2.34	15.00	16.50	9.18	16.02	17.52

Πίνακας B.14: Φορτία για $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm

Δοκός	E (m ²)	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $h = 16 \text{ cm}$				$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $h = 18 \text{ cm}$		
		$G_{\pi\lambda}$ (kN/m)	G_{δ} (kN/m)	G_1 (kN/m)	G_5 (kN/m)	$G_{\pi\lambda}$ (kN/m)	G_1 (kN/m)	G_5 (kN/m)
$\Delta 1$	6.59	3.16	2.48	7.29	7.83	3.56	7.68	8.23
$\Delta 2$	22.31	10.71	2.48	18.76	20.62	12.05	20.10	21.96
$\Delta 3$	5.20	2.50	2.48	6.27	6.70	2.81	6.58	7.02
$\Delta 4$	18.00	8.64	2.48	15.62	17.12	9.72	16.70	18.20

Πίνακας B.15: Φορτία για $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $h = 16$ και 18 cm

Δοκός	E (m ²)	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$, $h = 18 \text{ cm}$			
		$G_{\pi\lambda}$ (kN/m)	G_{δ} (kN/m)	G_1 (kN/m)	G_5 (kN/m)
$\Delta 1$	6.59	4.94	3.75	10.34	10.89
$\Delta 2$	22.31	16.73	3.75	26.06	27.92
$\Delta 3$	5.20	3.90	3.75	8.95	9.38
$\Delta 4$	18.00	13.50	3.75	21.75	23.25

Πίνακας B.16: : Φορτία για ΣΠΣ και $h = 18 \text{ cm}$

C Παράρτημα: Υπολογισμός Ροπής Αντοχής Στοιχείου από ΕΣ από Μεγέθη Ορθής Έντασης

Παραδοχές και Διαδικασία Υπολογισμού

Ο υπολογισμός της ροπής αντοχής διατομής από μεγέθη ορθής έντασης βασίζεται στις σχέσεις του βιβλίου «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα» (Τάσιος, Γιαννόπουλος, Τρέζος, Τσουκαντάς) [66].

Το πρόγραμμα υλοποιείται με συνδυασμό Visual Basic, Excel και τον επιλυτή (solver) του Excel. Οι παραδοχές είναι οι εξής:

1. Επιπεδότητα των διατομών και αγνόηση διατμητικών παραμορφώσεων
2. Πλήρης συνάφεια μεταξύ οπλισμού και περιβάλλοντος σκυροδέματος
3. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αγνοείται ($f_{lc} = 0$)
4. $\epsilon_{lc2} = 3.5 \cdot \eta_1$ (‰), με η_1 να ορίζεται στο § 2.6.9. $\epsilon_{lc2} = 2$ ‰ (βλ. Σχήμα C.1)
5. Η προεπιλεγμένη τιμή της μέγιστης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα λαμβάνεται 67%, μπορεί όμως να μεταβληθεί από το χρήστη.
6. Η δύναμη του ΕΣ F_c ορίζεται με τους συντελεστές πλήρωσης a και κέντρου βάρους ζ' :

Για $\epsilon_{lc} < 2$ ‰:

$$a = \frac{1}{12} \epsilon_{lc} (6 - \epsilon_{lc}) \quad (C.1)$$

$$\zeta' = \frac{8 - \epsilon_{lc}}{4(6 - \epsilon_{lc})} \quad (C.2)$$

Για $\epsilon_{lc} > 2$ ‰:

$$a = \frac{3 \cdot \epsilon_{lc} - 2}{3 \cdot \epsilon_{lc}} \quad (C.3)$$

$$\zeta' = \frac{\epsilon_{lc}(3 \cdot \epsilon_{lc} - 4) + 2}{2 \cdot \epsilon_{lc}(3 \cdot \epsilon_{lc} - 2)} \quad (C.4)$$

Οι υπόλοιπες σχέσεις που χρησιμοποιούνται είναι οι εξής (τα μεγέθη ορίζονται στο Σχήμα C.1):

$$x = \xi d \quad (C.5)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_{lcu2}}{\varepsilon_{lcu2} + \varepsilon_{s1}} \quad (C.6)$$

$$\sigma_m = -0.85 \cdot a \cdot f_{cd} \quad (C.7)$$

$$F_c = \sigma_m \cdot x \cdot b \quad (C.8)$$

$$c = \zeta' x \quad (C.9)$$

$$F_{s,i} = A_{s,i} \cdot \sigma_{s,i} \quad (C.10)$$

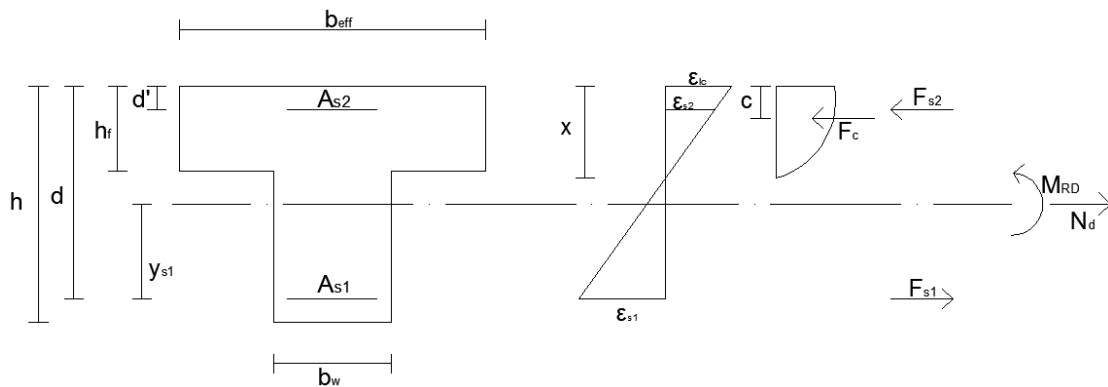
με $i=1$ για τον «κάτω» οπλισμό (συνήθως εφελκόμενο) και $i=2$ για τον «άνω», συνήθως θλιβόμενο.

$$z = d - c \quad (C.11)$$

$$\sigma_{s,i} = \varepsilon_{s,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\varepsilon_y}, \text{ αν } \varepsilon_{s,i} < \varepsilon_y, \text{ αλλιώς: } \sigma_{s,i} = f_{yd} \quad (C.12)$$

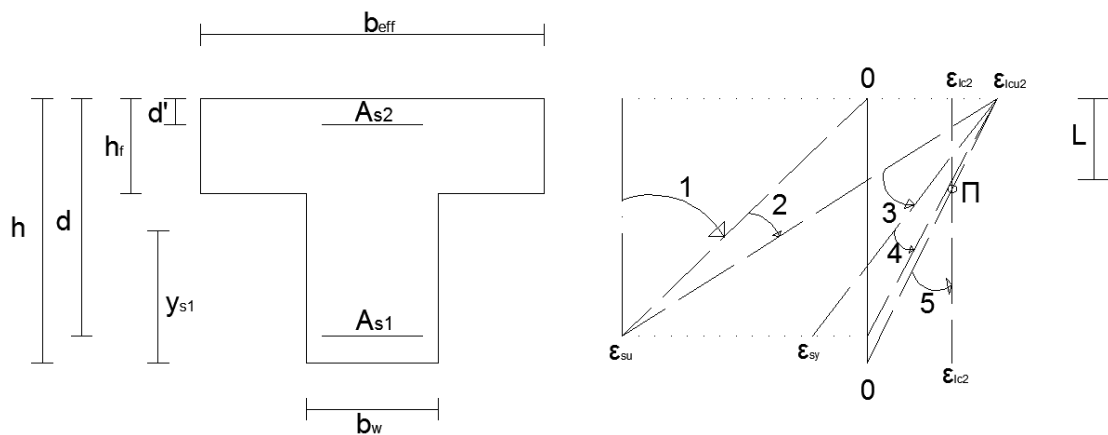
$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (C.13)$$

$$M_{rd} - N_d \cdot y_{s1} = F_c z + A_{s2}(d - d') \quad (C.14)$$



Σχήμα C.1: Επεξήγηση υπολογιζόμενων μεγεθών

Το πρόγραμμα λειτουργία τόσο για ορθογωνική διατομή όσο και για λειτουργία πλακοδοκού, με αξονικό φορτίο η χωρίς, είτε εφελκυστικό είτε θλιπτικό. Καλύπτονται όλες οι περιοχές της καθ' ύψος παραμορφωσιακής κατάστασης της διανομής (βλ. Σχήμα C.2).



Σχήμα C.2: Διάγραμμα παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής στην ΟΚΑ από μεγέθη ορθής έντασης

Το σημείο «περιστροφής» Π μεταξύ των περιοχών 4 και 5 για το ΣΠΣ είναι $3h/7$, για το ΕΣ όμως λόγω της διαφορετικής τιμής της παραμόρφωσης ϵ_{lcu2} είναι μεταβλητό, με

$$L = \frac{\epsilon_{lcu2} - \epsilon_{lc2}}{\epsilon_{lcu2}} h = \frac{3.5 \cdot \eta_1 - 2}{3.5 \cdot \eta_1} h \quad (C.15)$$

Σχόλια

Η επίλυση γίνεται με δύο τρόπους. Ο πρώτος περιλαμβάνει κώδικα που εφαρμόζει επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία μεταβάλλονται οι τιμές των ε_{c2} και ε_{s1} με βάση το πρόσημο της συνισταμένης των δυνάμεων και την περιοχή του καθ' ύψος διαγράμματος παραμορφώσεων. Ο κώδικας έχει βελτιστοποιηθεί ως προς τα βήματα του, με βάση την τάξη μεγέθους της συνισταμένης δύναμης. Ο δεύτερος τρόπος είναι με τον επιλυτή του excel ο οποίος βελτιστοποιεί το πρόβλημα που του ανατίθεται με ειδικούς αλγόριθμους και συγκεκριμένα η επιλογή των τιμών των παραμορφώσεων ε_c και ε_{s1} . Για να αποκλειστούν μη πραγματικές λύσεις όσον αφορά την καθ' ύψος παραμορφωσιακή κατάσταση της διατομής, εισάγονται μεταβλητά όρια στις τιμές των παραμορφώσεων που ο επιλυτής μπορεί να χρησιμοποιήσει. Ο solver παρέχει πολύ μεγαλύτερη ταχύτητα σύγκλισης.

Σχόλια

- Η θετική ε_{c2} είναι θλιπτική ενώ η θετική ε_{s1} είναι εφελκυστική.
- Γίνεται έλεγχος πριν την εκτέλεση του κώδικα για αστοχία της διατομής σε θλίψη ή εφελκυσμό.
- Για χρήση ορθογωνικής διατομής πρέπει το h_f να ορίζεται 0 γιατί διαφορετικά ο υπολογισμός μπορεί να είναι λανθασμένος¹³.
- Έχει προβλεφθεί στην λειτουργία πλακοδοκού και η περίπτωση να θλίβεται ο κορμός.
- Έχει προβλεφθεί η περίπτωση ο άνω οπλισμός να εφελκύεται.
- Μπορούν να εισαχθούν και ενδιάμεσοι οπλισμοί.

Κώδικας

```
Sub mrd2()  
Cells(13, 8) = 1  
Cells(6, 2) = Cells(29, 7)  
Cells(5, 2) = Cells(27, 7)  
Dim i, arith, arith2, prot, temp As Double  
i = 0  
arith = 1  
arith2 = 1  
prot = 0  
Do While Cells(24, 6) > Cells(14, 9) * arith2 And Cells(5, 2) >= -3 And Cells(6, 2)  
>= -2.5
```

¹³ Για την ακρίβεια, αν $h_f = 0$ ή $h_f > x$ ο υπολογισμός είναι σωστός.

Κώδικας

```
temp = Cells(24, 2)
  If Cells(24, 6) > Cells(16, 8) Then
    If Cells(6, 2) <= Cells(27, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(28, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) = Cells(28, 9) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) - 0.2 * arith
    End If
    If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) < Cells(28, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) + 0.01 * arith
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) = Cells(29, 7) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) - 0.2 * arith
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) < Cells(29, 7) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) + 0.01 * arith
    End If
  Else
    If Cells(6, 2) <= Cells(27, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(28, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) = Cells(28, 9) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) - Cells(13, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) < Cells(28, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) + 0.0001
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) = Cells(29, 7) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) - Cells(13, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) < Cells(29, 7) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) + 0.0001
    End If
  End If
  If Cells(24, 2) * temp < 0 Then prot = 1 + prot
  If prot = 2 Then arith = 0.1
  If prot = 4 Or i > 50 Then arith = 0.01
  If prot = 6 Or i > 100 Then arith = 0.001
  If i > 150 Then arith2 = 1000000000
  i = i + 1
  Cells(15, 10) = prot
  Cells(14, 10) = i
Loop

Cells(13, 8) = 2
i = 0
arith = 1
```

Κώδικας

```
arith2 = 1
prot = 0
Do While Cells(24, 6) > Cells(14, 9) * arith2 And Cells(5, 2) >= -3 And Cells(6, 2)
>= -2.5
  temp = Cells(24, 2)
  If Cells(24, 6) > Cells(16, 8) Then
    If Cells(6, 2) <= Cells(27, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(28, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) <= 0 And Cells(5, 2) = Cells(28, 9) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) - 0.2 * arith
    End If
    If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) < Cells(28, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) + 0.01 * arith
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) = Cells(29, 7) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) - 0.2 * arith
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) < Cells(29, 7) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) + 0.01 * arith
    End If
  Else
    If Cells(6, 2) <= Cells(27, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(28, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) = Cells(28, 9) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) - Cells(13, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) < Cells(28, 9) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) + 0.0001
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) = Cells(29, 7) Then
      Cells(5, 2) = Cells(5, 2) - Cells(13, 9)
    End If
    If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) < Cells(29, 7) Then
      Cells(6, 2) = Cells(6, 2) + 0.0001
    End If
  End If
  If Cells(24, 2) * temp < 0 Then prot = 1 + prot
  If prot = 2 Then arith = 0.1
  If prot = 4 Or i > 50 Then arith = 0.01
  If prot = 6 Or i > 100 Then arith = 0.001
  If i > 150 Then arith2 = 1000000000
  i = i + 1
  Cells(15, 11) = prot
  Cells(14, 11) = i
Loop
```

Κώδικας

```
If Cells(19, 11) = 0 Then
  MsgBox ("Όρθιά ðñÝîâ ðï Õðïëïãéóìüð 2")
End If
End Sub

Sub mrd3()
Dim i, arith, arith2, prot, deut, trit, temp, j, k, m As Double
j = 1
k = 0
If Cells(19, 11) = 0 Then 'diladi otan den exei sigklinei
  m = 0
Else ' otan idi exei siglinei ara mallon exei idi treksei proti fora
  m = 1
End If
Do While k = 0
  Cells(13, 8) = 3
  i = 0
  arith = 1
  arith2 = 1
  prot = 0
  deut = 0
  trit = 0
  Cells(38, 1) = " "
  Do While Cells(24, 6) > Cells(14, 9) * arith2 And Cells(5, 2) >= -3 And Cells(6, 2)
  >= -2.5 And k = 0
    temp = Cells(24, 2)
    If Cells(24, 6) > Cells(16, 8) Then
      If Cells(6, 2) <= Cells(27, 9) Then
        Cells(5, 2) = Cells(28, 9)
      End If
      If Cells(24, 2) <= 0 And Cells(5, 2) = Cells(28, 9) Then
        Cells(6, 2) = Cells(6, 2) - 0.2
      End If
      If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) < Cells(28, 9) Then
        Cells(5, 2) = Cells(5, 2) + 0.0001
      End If
      If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) = Cells(29, 7) Then
        Cells(5, 2) = Cells(5, 2) - 0.2
      End If
      If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) < Cells(29, 7) Then
        Cells(6, 2) = Cells(6, 2) + 0.0001
      End If
    Else

```

Κώδικας

```
If Cells(6, 2) <= Cells(27, 9) Then
  Cells(5, 2) = Cells(28, 9)
End If
If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) = Cells(28, 9) Then
  Cells(6, 2) = Cells(6, 2) - Cells(13, 9) * arith
End If
If Cells(24, 2) < 0 And Cells(5, 2) < Cells(28, 9) Then
  Cells(5, 2) = Cells(5, 2) + Cells(13, 9) * arith
End If
If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) = Cells(29, 7) Then
  Cells(5, 2) = Cells(5, 2) - Cells(13, 9) * arith
End If
If Cells(24, 2) > 0 And Cells(6, 2) < Cells(29, 7) Then
  Cells(6, 2) = Cells(6, 2) + Cells(13, 9) * arith
End If
End If
If Cells(24, 2) * temp <= 0 Or Cells(24, 6) < 0.01 Then prot = 1 + prot
If Cells(24, 2) * temp <= 0 Or Cells(24, 6) < 0.001 Then deut = 1 + deut
If Cells(24, 2) * temp <= 0 Or Cells(24, 6) < 0.0001 Then trit = 1 + trit
If prot = 2 Then arith = 0.1
If deut = 2 Then arith = 0.01
If trit = 2 Then arith = 0.001
i = i + 1
If i > 700 Then arith2 = 10000000
Cells(15, 10) = prot
Cells(16, 10) = deut
Cells(17, 10) = trit
Cells(14, 10) = i
j = j + 1
Cells(15, 9) = j
If Cells(19, 11) = 1 And m = 0 Then
  If Cells(18, 11) > 0.5 Then
    MsgBox ("Άί εάò ìääéýôñç áêñβâáéá îáíáôñÝíâ ðì Òðìεῖαέóιüò 2")
    k = 1
  Else
    k = 1
  End If
End If
If Cells(19, 11) = 1 And m = 1 Then
  If j = 1401 Then arith2 = 10000000
  If j > 2500 Then k = 1
End If
If j > 2500 Then arith2 = 10000000

Loop
If Cells(19, 11) = 1 And m = 0 Then
  If Cells(18, 11) > 0.5 Then
```

Κώδικας

```

    k = 1
  Else
    k = 1
  End If
End If
If Cells(19, 11) = 1 And m = 1 Then
  If j > 2500 Then k = 1
End If
Loop
End Sub

Sub epilitis()
  SolverOk      SetCell:="$I$32",      MaxMinVal:=2,      ValueOf:="0",
  ByChange:="$B$5:$B$6"
  SolverSolve
End sub

```

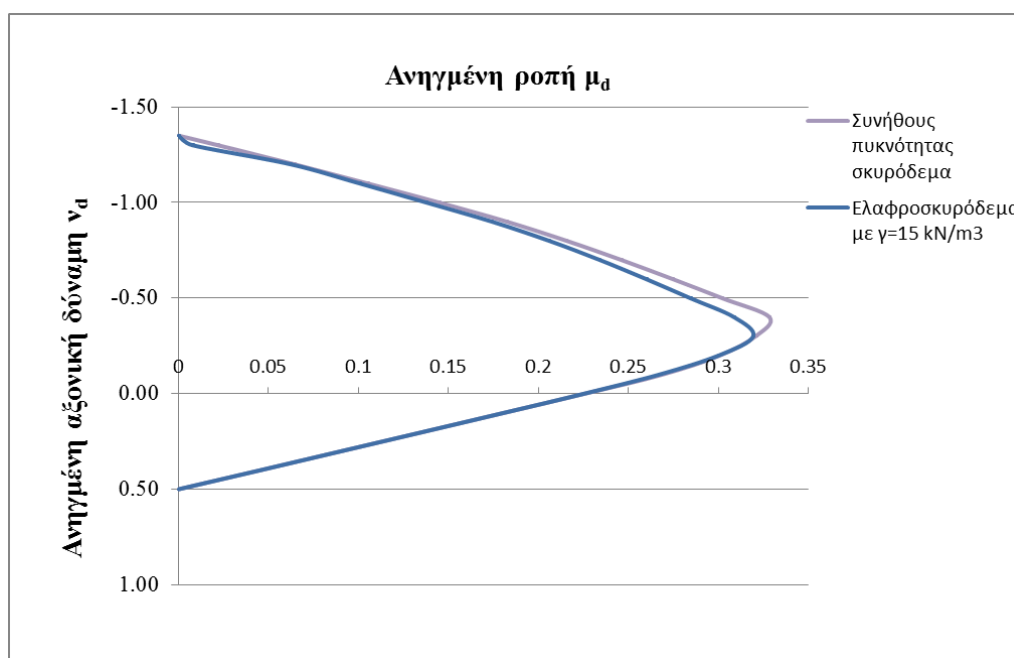
D Παράρτημα: Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης για Ελαφροσκυρόδεμα και Συνήθους Πυκνότητας Σκυρόδεμα

Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα του Παραρτήματος C, θα κατασκευαστούν δύο διαγράμματα αλληλεπίδρασης των ανηγμένων αξονικών δυνάμεων v_d και ανηγμένων ροπών μ_d , για μηχανικό ποσοστό σπλισμού ω ίσο με 0.5 και 1.5 αντίστοιχα, για ΕΣ με $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma_{\text{όπλου}} = 14 \text{ kN/m}^3$), για ορθογωνική διατομή με συμμετρικό σπλισμό, άνω και κάτω. Το ω αναφέρεται στον συμμετρικό (διπλό) σπλισμό αθροιστικά. (Η διατομή που χρησιμοποιήθηκε έχει τα εξής χαρακτηριστικά: $b = h = 1 \text{ m}$, $d = 0.95 \text{ m}$, $d1' = d2' = 0.05 \text{ m}$).

		ΣΠΣ		ΕΣ		Μείωση μ_d
N_d	v_d	M_d	μ_d	M_d	μ_d	
6670.64	0.50	0	0	0	0	0.00%
5333.3	0.40	609.41	0.046	609.41	0.046	0.00%
4000.0	0.30	1212.32	0.091	1211.95	0.091	0.03%
2666.7	0.20	1813.74	0.136	1813.34	0.136	0.02%
1333.3	0.10	2413.82	0.181	2413.27	0.181	0.02%
0.0	0.00	3009.88	0.226	3004.76	0.225	0.17%
-1333.3	-0.10	3586.27	0.269	3561.7	0.267	0.69%
-2666.7	-0.20	4011.15	0.301	4003.56	0.300	0.19%
-4000.0	-0.30	4274.8	0.321	4257.72	0.319	0.40%
-5333.3	-0.40	4377.25	0.328	4115.98	0.309	5.97%
-6666.7	-0.50	4026.01	0.302	3790.43	0.284	5.85%

-8000.0	-0.60	3658.98	0.274	3462.86	0.260	5.36%
-9333.3	-0.70	3278.85	0.246	3119.68	0.234	4.85%
-10666.7	-0.80	2873.92	0.216	2744.84	0.206	4.49%
-12000.0	-0.90	2431.14	0.182	2321.32	0.174	4.52%
-13333.3	-1.00	1930.64	0.145	1835.45	0.138	4.93%
-14666.7	-1.10	1399.55	0.105	1340.63	0.101	4.21%
-16000.0	-1.20	858.2	0.064	831.73	0.062	3.08%
-17333.3	-1.30	291.4	0.022	103.71	0.008	64.41%
-18004.0	-1.35	0	0.000	0	0.000	0.00%

Πίνακας D.1: Τιμές διαγράμματος αλληλεπίδρασης ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 0.5$

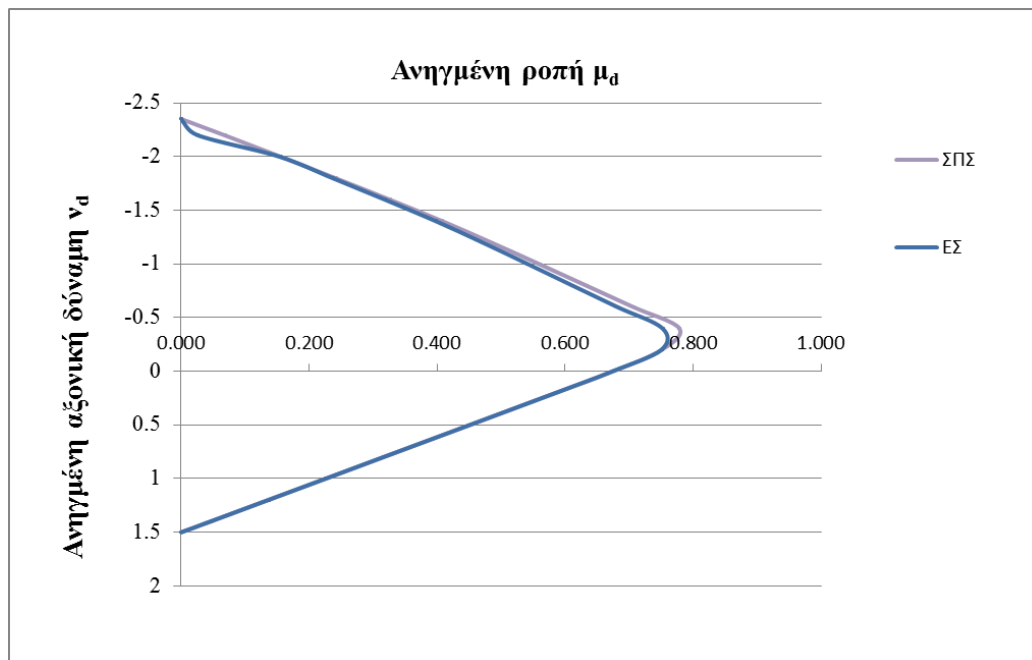


Σχήμα D.1: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 0.5$

N_d	ν_d	ΣΠΣ		ΕΣ		Μείωση μ_d
		M_d	μ_d	M_d	μ_d	
20008.4	1.50	0	0.000	0	0.000	0.00%
18666.7	1.40	610.59	0.046	610.59	0.046	0.00%
16000.0	1.20	1813.42	0.136	1813.42	0.136	0.00%
13333.3	1.00	3015.53	0.226	3015.29	0.226	0.01%
10666.7	0.80	4216.89	0.316	4216.29	0.316	0.01%
8000.0	0.60	5417.48	0.406	5417.14	0.406	0.01%

5333.3	0.40	6617.42	0.496	6616.88	0.496	0.01%
2666.7	0.20	7815.31	0.586	7811.85	0.586	0.04%
0.0	0.00	9006.97	0.676	8985.56	0.674	0.24%
-2666.7	-0.20	10014.7	0.751	10007.1	0.751	0.08%
-5333.3	-0.40	10380.8	0.779	10030.6	0.752	3.37%
-8000.0	-0.60	9412.68	0.706	9081.57	0.681	3.52%
-10666.7	-0.80	8434.28	0.633	8147.65	0.611	3.40%
-13333.3	-1.00	7454.75	0.559	7219.47	0.541	3.16%
-16000.0	-1.20	6461.75	0.485	6279.8	0.471	2.82%
-18666.7	-1.40	5436.62	0.408	5300.79	0.398	2.50%
-21333.3	-1.60	4343.31	0.326	4242.54	0.318	2.32%
-24000.0	-1.80	3214.61	0.241	3156.66	0.237	1.80%
-26666.7	-2.00	2068.97	0.155	2043.96	0.153	1.21%
-29333.3	-2.20	899.94	0.067	342.44	0.026	61.95%
-31341.8	-2.35	0	0.000	0	0.000	0.00%

Πίνακας D.2: Τιμές διαγράμματος αλληλεπίδρασης ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 1.5$



Σχήμα D.2: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για ΕΣ και ΣΠΣ με $\omega = 1.5$

Όπως αναλύθηκε στο 3.5.1.2, η διαφορά στον υπολογισμό της ροπής αντοχής από μεγέθη ορθής έντασης στο ΕΣ έγκειται στο μειωμένο $\epsilon_{l_{cu2}}$ σε σύγκριση με το ϵ_{cu2} .

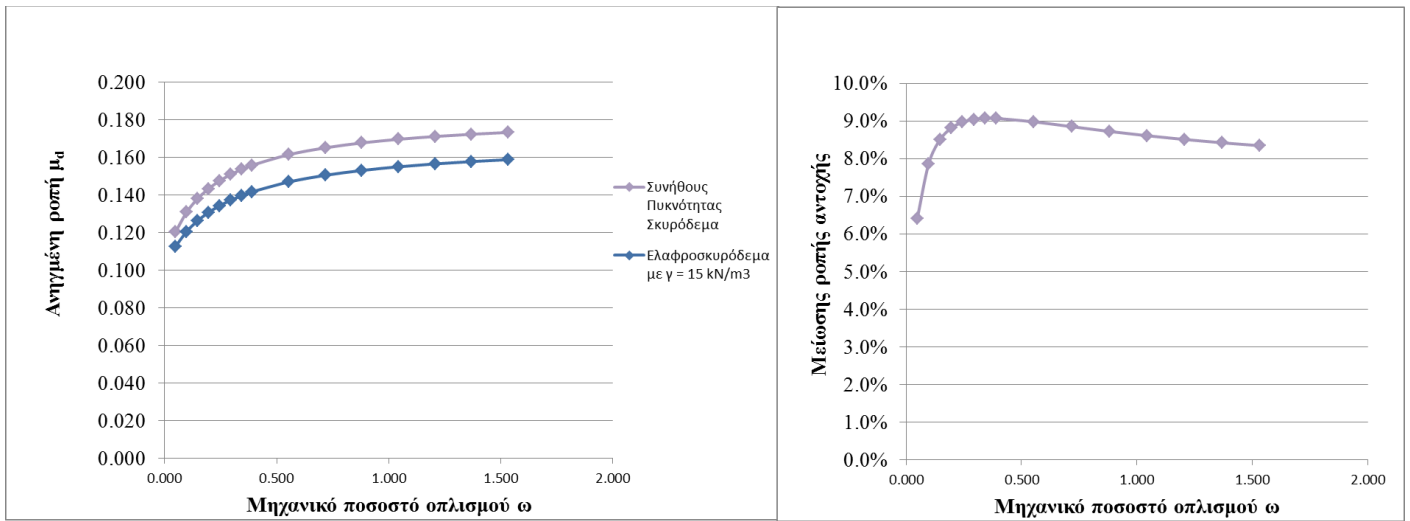
Κώδικας

Η ροπή αντοχής της διατομής από ΕΣ είναι ακριβώς η ίδια με αυτήν της διατομής από ΣΠΣ όταν υπάρχει αξονική εφελκυστική δύναμη. Αυτό συμβαίνει καθώς η ύπαρξη εφελκυστικής δύναμης οδηγεί σε αστοχία του χάλυβα σε εφελκυσμό με τις παραμορφώσεις στο σκυρόδεμα να μένουν σε μικρές τιμές, με συνέπεια το σκυρόδεμα να μην αστοχεί κι ούτε να προσεγγίζει την παραμόρφωση αστοχίας του, όπου παρατηρούνται οι διαφορές μεταξύ ΕΣ και ΣΠΣ.

Όταν όμως οι αξονικές δυνάμεις είναι θλιπτικές, η διατομή αστοχεί σε σύνθλιψη του σκυροδέματος, επομένως η μείωση της παραμόρφωσης αστοχίας του γίνεται αισθητή. Η μείωση της ροπής αντοχής κυμαίνεται γύρω στο 3.5% για το ΕΣ, όταν το v_d είναι μεταξύ του 0 και του -1.5, για $\omega = 1.5$ και γύρω στο 6% για $\omega = 0.50$.

Σε πολύ μεγάλες αξονικές δυνάμεις, κοντά στην αστοχία της διατομής σε θλίψη, παρατηρούνται μειώσεις της ροπής αντοχής στο ΕΣ της τάξεως του 60%. Αυτό συμβαίνει επειδή η καθύψος παραμορφωσιακή κατάσταση της διατομής αντιστοιχεί στην περιοχή 5 (βλ. παράρτημα C) όπου η μείωση της παραμόρφωσης αστοχίας παίζει καθοριστικό ρόλο, καθώς μεταβάλλεται και το σημείο περιστροφής της 5^{ης} περιοχής (αναλυτικά βλ. παράρτημα C). Η μείωση αυτή αν και ποσοστιαία είναι μεγάλη, είναι πλασματική και όχι σημαντική, καθώς στην περιοχή αυτή οι ροπές αντοχής είναι πολύ μικρές και η διατομή χαρακτηρίζεται κυρίως από την αντοχή της σε θλίψη.

Ακολουθεί διάγραμμα ανηγμένης ροπής m_d με τη μεταβολή του εφελκυσμένου οπλισμού, σε ορθογωνική διατομή χωρίς θλιβόμενο οπλισμό και με $v_d = -0.4$, στο οποίο παρατηρούμε ότι οι διαφορές στη ροπή αντοχής φτάνουν το 9%.



Σχήμα D.3: $\mu_d - \omega$ για ΕΣ και ΣΠΣ (αριστερά) και μείωση της μ_d για το ΕΣ σε σχέση με το ΣΠΣ (δεξιά)