



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΕΛΕΤΗ 5-ΟΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ



ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ - ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ :

Δρ. Διονύσης Μπισκίνης
Επίκουρος Καθηγητής

ΦΟΙΤΗΤΡΙΑ :

Κονδύλη Κωνσταντίνα ΑΜ 7457

ΠΑΤΡΑ, 2022

Ολοκληρώνοντας την Πτυχιακή Εργασία μου αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τον επιβλέπων καθηγητή της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας, τον κύριο Δρ. Μπισκίνη Διονύσιο, Επίκουρο Καθηγητή, της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου, για την πολύτιμη βοήθεια που μου προσέφερε κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας, για τη συνεχή καθοδήγησή του και την υπομονή του.

Πάτρα, Σεπτέμβριος 2022

Η παρούσα πτυχιακή εργασία πραγματεύεται τη στατική επίλυση μιας υφιστάμενης, με παλαιότερους κανονισμούς, πενταόροφης οικοδομής στη περιοχή της Πάτρας και την επανεξέταση της με μια νέα μελέτη σύμφωνα με τους νέους και εν ενεργεία κανονισμούς, με την βοήθεια του προγράμματος fespa.

Η εργασία είναι δομημένη και παρουσιάζεται σε τέσσερα κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο μελέτης, πενταόροφη οικοδομή, με κύρια χρήση κατοικίες. Παρουσιάζονται φωτογραφίες και στοιχεία που συλλέχθηκαν κατόπιν αυτοψίας στο χώρο της οικοδομής και υλικό από διάφορες ψηφιακές πλατφόρμες και υπηρεσίες.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η υφιστάμενη στατική μελέτη, οι παραδοχές που είχαν ληφθεί, τα στατικά σχέδια που συντάχθηκαν (ξυλότυποι), καθώς και οι οπλισμοί που απαιτούνταν με τα τότε δεδομένα και αποτελέσματα.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το πρόγραμμα που έγινε η νέα στατική μελέτη (fespa), τα νέα στατικά σχέδια (ξυλότυποι), καθώς και οι οπλισμοί που απαιτούνται με τα τωρινά δεδομένα και αποτελέσματα.

Τέλος, στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η σύγκριση των δύο μελετών, παλαιάς και νέας, καθώς μια γενική σύγκριση των παλαιών και των νέων κανονισμών.

ΥΠΕΥΘΥΝΗ ΔΗΛΩΣΗ ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑΣ :

Η κάτωθι υπογεγραμμένη σπουδάστρια έχω επίγνωση των συνεπειών του Νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνω υπεύθυνα ότι είμαι συγγραφέας αυτής της Πτυχιακής Εργασίας, αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολοκλήρου του κείμενου, έχω δε αναφέρει στη Βιβλιογραφία μου όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποίησα και έλαβα ιδέες ή δεδομένα.

Δηλώνω επίσης ότι, οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχω ενσωματώσει στην εργασία μου προερχόμενο από βιβλία ή άλλες εργασίες ή το διαδίκτυο, γραμμένο ακριβώς ή παραφρασμένο, το έχω πλήρως αναγνωρίσει ως πνευματικό έργο άλλου συγγραφέα και έχω αναφέρει ανελλιπώς το όνομα του και την πηγή προέλευσης.

Η φοιτήτρια :

Κονδύλη Κωνσταντίνα AM 7457

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Πίνακας περιεχομένων	
<u>ΠΡΟΛΟΓΟΣ</u>	iii
<u>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</u>	iv
<u>ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ</u>	vi
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</u>	1
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</u>	17
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3</u>	37
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	79
<u>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</u>	103
<u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α ΕΓΚΕΚΡΙΜΕΝΑ ΣΧΕΔΙΑ ΕΥΛΟΤΥΠΩΝ</u>	104
<u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΝΕΑ ΣΧΕΔΙΑ ΕΥΛΟΤΥΠΩΝ</u>	111
Εικόνα 1. Θέση ακινήτου, απόσπασμα αεροφωτογραφίας google maps	9
Εικόνα 2. Πρόσοψη κτιρίου.....	9
Εικόνα 3. Απόσπασμα από Ελληνικό Κτηματολόγιο	10
Εικόνα 4. Απόσπασμα Σχεδίου Πόλεως Πατρών (σχέδιο Π.3.α).....	11
Εικόνα 5. Βασικές επιλογές ιστότοπου.....	12
Εικόνα 6. Απόσπασμα από το ψηφιακό Σχέδιο Πόλης Πατρών	12
Εικόνα 7. Πληροφορίες, σελίδα 1	13
Εικόνα 8. Πληροφορίες, σελίδα 2.....	13
Εικόνα 9. Επεξήγηση ορισμών θεμελίωσης	24
Εικόνα 10. Μεταφορά φορτίων	25
Σχέδιο 1. Κάτοψη υπογείου	15
Σχέδιο 2. Κάτοψη ισογείου ορόφου.....	16
Σχέδιο 3. Κάτοψη Α-Β-Γ ορόφου.....	18
Σχέδιο 4. Κάτοψη Δ ορόφου.....	20
Σχέδιο 5. Τομή Α-Α	22
Σχέδιο 6. Τομή Β-Β	23
Σχέδιο 7. Ευλότυπος Σ1	35

Σχέδιο 8. Ξυλότυπος Σ2.....	36
Σχέδιο 9. Ξυλότυπος Σ3.....	37
Σχέδιο 10. Ξυλότυπος Σ4.....	38
Σχέδιο 11. Ξυλότυπος Σ5.....	39
Σχέδιο 12. Ξυλότυπος Σ6.....	40
Σχέδιο 15. Παρατηρήσεις σχεδίων ξυλοτύπων.....	41
Σχέδιο 16. Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων	42
Σχέδιο 17. Οπλισμός Κλιμακοστασίου.....	43
Σχέδιο 18. Νέος ξυλότυπος ισογείου	75
Σχέδιο 19. νέος ξυλότυπος Α' ορόφου	76
Σχέδιο 20. Νέος ξυλότυπος Β' ορόφου	77
Σχέδιο 21. Νέος ξυλότυπος Γ'ορόφου	78
Σχέδιο 22. Νέος ξυλότυπος Δ'ορόφου	79
Σχέδιο 23. Μεγέθυνση ξυλότυπου.....	80
Πίνακας 1. Παραδοχές υπολογισμού	41
Πίνακας 2. Πίνακας φορτίσεων	51
Πίνακας 3. Συνδυασμοί δράσεων	51
Πίνακας 4. Παραμορφώσεις σκυροδέματος	81
Πίνακας 5. Συντελεστής κοπώσεως και υλικών	81
Πίνακας 6. Αντοχή σκυροδέματος.....	82
Πίνακας 7. Ελαστική παραμόρφωση σκυροδέματος.....	83
Πίνακας 8. Ερπυσμός και συρρίκνωση σκυροδέματος	83
Πίνακας 9. Σχέση έντασης - παραμόρφωσης για τη μη γραμμική ανάλυση (σκυροδέματος).....	83
Πίνακας 10. Σχέση τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος.....	84
Πίνακας II.Καμπτική εφελεκυστική αντοχή σκυροδέματος.....	84
Πίνακας 12. Περιβαλλοντικές συνθήκες	84
Πίνακας 13. Ελάχιστη επικάλυψη	85
Πίνακας 14. Συνδυασμοί φορτίσεων	86
Πίνακας 15. Δομικά συστήματα. (δοκός-πλάκα)	86
Πίνακας 16. Δομικά συστήματα. (υποστύλωμα).....	87
Πίνακας 17. Δομικά συστήματα. (πλακοδοκός).....	87
Πίνακας 18. Σύγκριση συνεργαζόμενων πλατών	87
Πίνακας 19. Θεωρητικό άνοιγμα δοκών και πλακών	88

Πίνακας 20. Πλαστική ανάλυση δοκών, πλαισίων και πλακών	88
Πίνακας 21. Διαξονική κάμψη.....	89
Πίνακας 22. Κάμψη με ή χωρίς αξονική δύναμη	89
Πίνακας 23. Στοιχεία χωρίς απαίτηση οπλισμού διάτμησης	90
Πίνακας 24. Υπολογισμός της τέμνουσας διάτμησης	91
Πίνακας 25. Αντοχή σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης	91
Πίνακας 26. Αντοχή σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης	92
Πίνακας 27. Ελάχιστος οπλισμός	92
Πίνακας 28. Αγκύρωση διαμηκών ράβδων	92
Πίνακας 29. Οριακή τάση συνάφειας	93
Πίνακας 30. Μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού	93
Πίνακας 31. Αγκύρωση με συγκόλληση ράβδων	94
Πίνακας 32. Ελάχιστα και μέγιστα ποσοστά για διαμήκης οπλισμούς σε δοκούς.....	94
Πίνακας 33. Οπλισμοί διάτμησης.....	95
Πίνακας 34. Οπλισμοί στρέψης	95
Πίνακας 35. Οπλισμός κάμψης πλακών	96
Σχήμα 1. Άξονες υπολογισμού	52
Σχήμα 2. Ανάλυση δομήματος.....	56
Σχήμα 3. Όλα τα ανοίγματα.....	57
Σχήμα 4. Εναλλασσόμενα ανοίγματα	57
Σχήμα 5. Γειτονικά ανοίγματα.....	57

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ

1.1 ΘΕΣΗ ΑΚΙΝΗΤΟΥ

Το κτίριο μελέτης, πενταόροφη υφιστάμενη πολυκατοικία , βρίσκεται επί της οδού Επιδαύρου αριθμό 4, περιοχή Έξω Αγιά, εντός του ΓΠΣ Πατρών, στο οικοδομικό τετράγωνο 1494.



Εικόνα 1. Θέση ακινήτου, απόσπασμα αεροφωτογραφίας google maps.



Εικόνα 2. Πρόσοψη κτιρίου.

Σύμφωνα με το Ελληνικό Κτηματολόγιο και την ψηφιακή πλατφόρμα που είναι διαθέσιμη στους πολίτες, το ακίνητο έχει ΚΑΕΚ 061674072014. Η πλατφόρμα αφορά τις περιοχές που βρίσκονται σε όλα τα στάδια κτηματογράφησης, προανάρτηση – ανάρτηση – τελικά στοιχεία ακινήτων. Ιστότοπος θέασης γεωτεμαχίων κτηματολογίου:

<http://maps.gov.gr/>

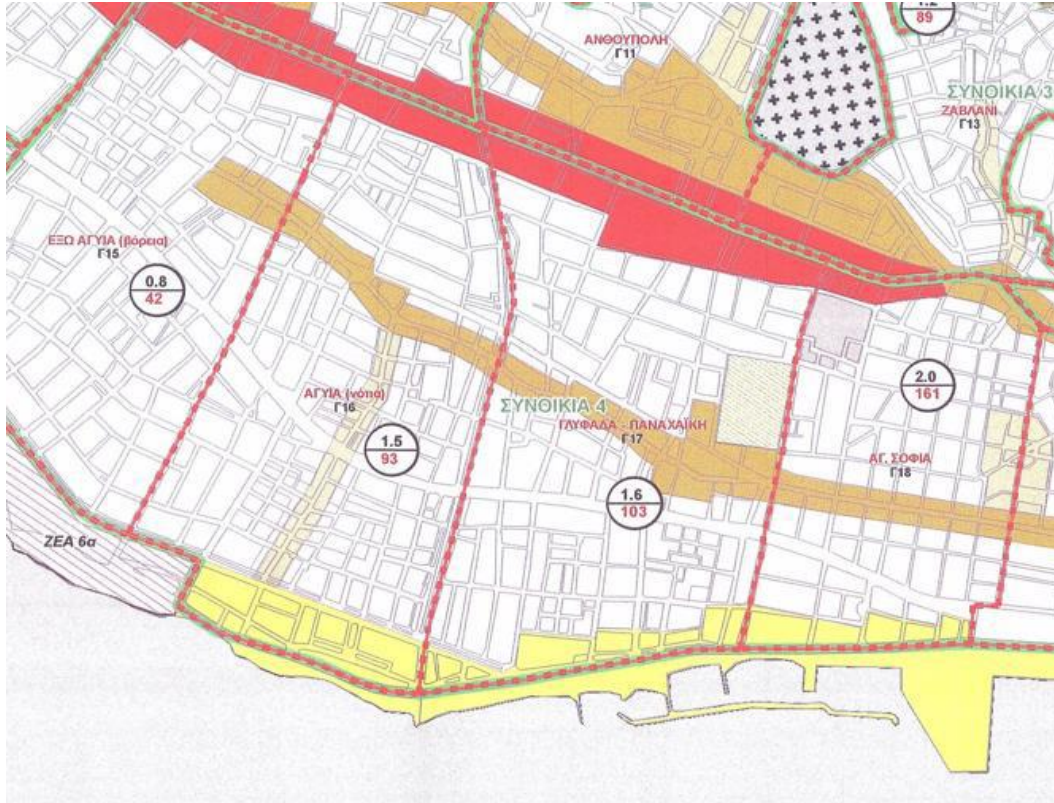


Εικόνα 3. Απόσπασμα από Ελληνικό Κτηματολόγιο.

Επίσης, φαίνεται να υπάρχει σύσταση οριζόντιας ιδιοκτησίας και επιμερισμός της οικοδομής σε δέκα επιμέρους οριοθετημένες ιδιοκτησίες.

1.2 ΠΟΛΕΟΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Σύμφωνα με το εγκεκριμένο ΓΠΣ Πατρών, σχέδιο Π.3.α το ακίνητο ανήκει στην περιοχή «Συνοικία 4» Γλυφάδα-Παναχαϊκή.



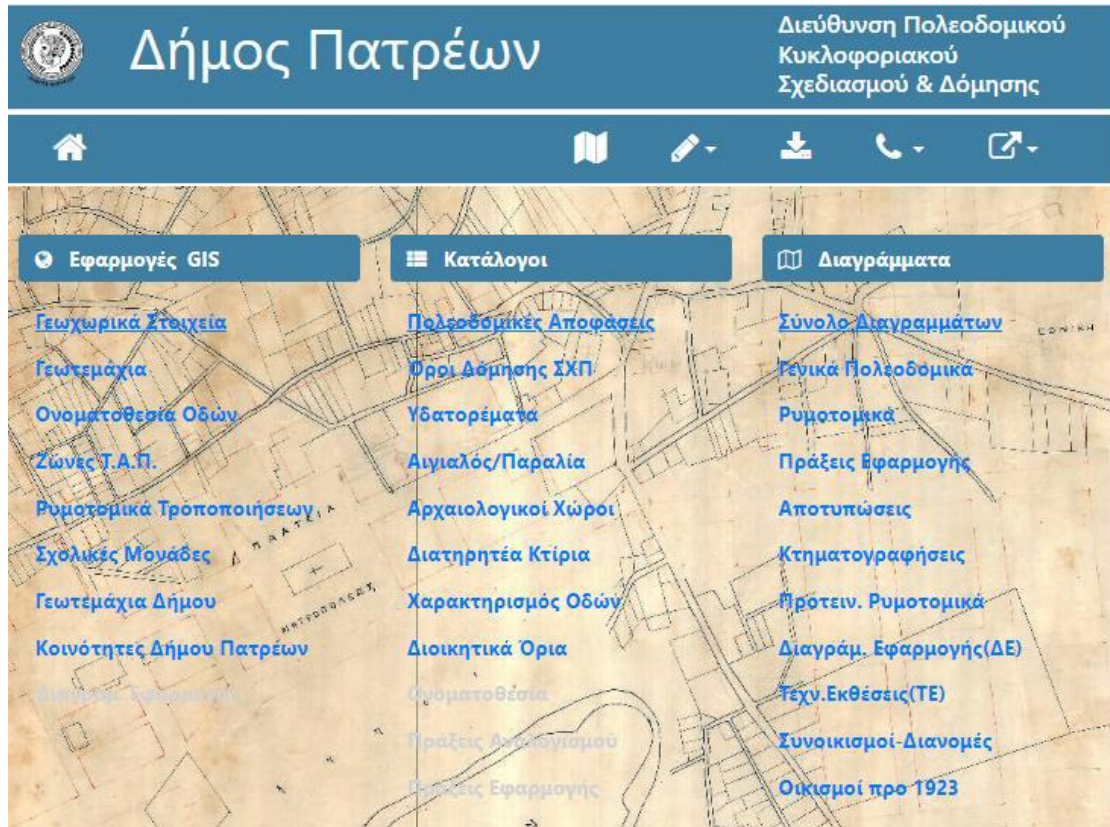
Εικόνα 4. Απόσπασμα Σχεδίου Πόλεως Πατρών (σχέδιο Π.3.α).

Ο Δήμος Πατρέων έχει ψηφιοποιήσει το Σχέδιο Πόλης και πλέον όλα τα πολεοδομικά μεγέθη είναι διαθέσιμα στο διαδίκτυο, σε μορφή GIS, στη διεύθυνση :

https://gissrvweb.geopatras.gr/publish_t/webapps/dp/

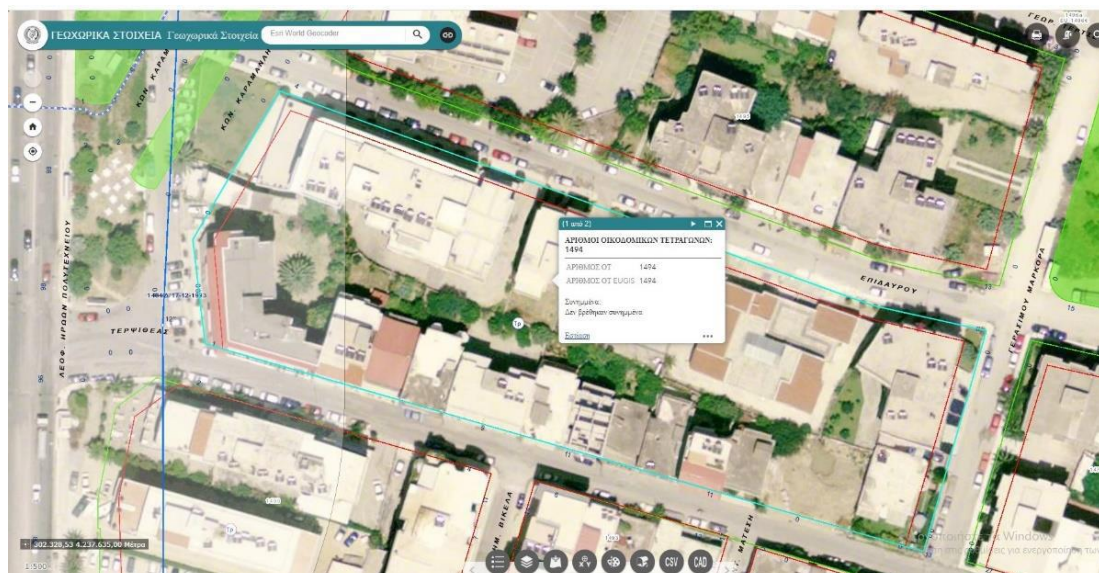
Η ψηφιακή πλατφόρμα εμπεριέχει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες που χρειάζεται ένας μηχανικός για τον σχεδιασμό και την χωροθέτηση μια οικοδομής εντός του Σχεδίου Πόλεως Πατρών.

- Ρυμοτομικές γραμμές
- Οικοδομικές γραμμές
- Απαλλοτριώσεις
- Πράξεις εφαρμογής
- Σχετική νομοθεσία ανά περιοχή
- Όρους δόμησης



Εικόνα 5. Βασικές επιλογές ιστότοπου.

Από την αναζήτηση του ακινήτου προέκυψαν οι παρακάτω πληροφορίες.



Εικόνα 6. Απόσπασμα από το ψηφιακό Σχέδιο Πόλης Πατρέων. 13



Εικόνα 7. Πληροφορίες, σελίδα 1.



Εικόνα 8. Πληροφορίες, σελίδα 2. 14

1.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΧΩΡΩΝ - ΧΡΗΣΕΩΝ

Το κτίριο μελέτης αποτελείται από πέντε ορόφους και υπόγειο. Έχει ανεγερθεί βάσει της οικοδομικής άδειας 301/2001. Η χρήση είναι κατοικία.

Το υπόγειο : έχει βοηθητική χρήση, εμπεριέχει το λεβητοστάσιο, την δεξαμενή πετρελαίου και ένα μικρό χώρο αποθήκευσης. Ο υπόλοιπος χώρος είναι μπαζωμένος.

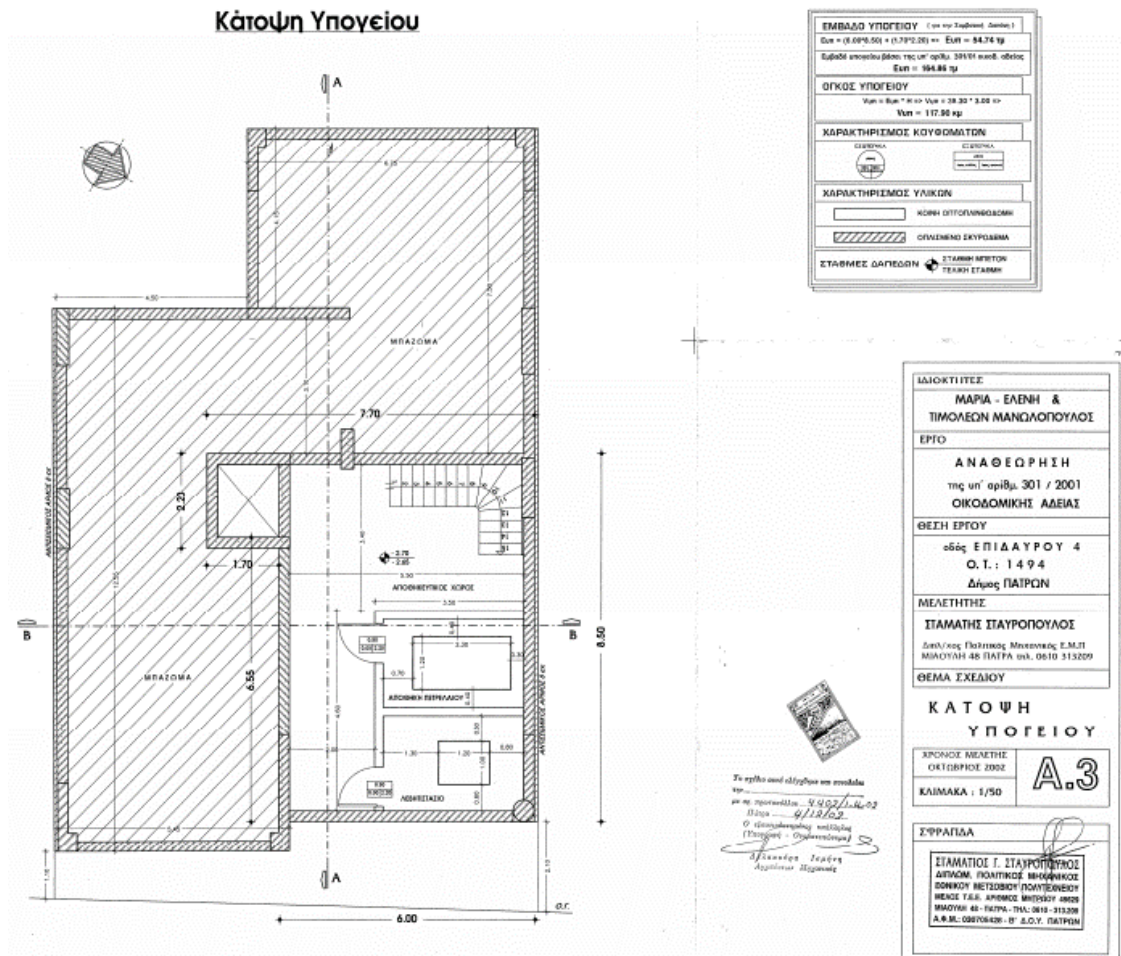
Το ισόγειο: έχουν χωροθετηθεί δύο θέσεις στάθμευσής βάσει Ν.Ο.Κ και το κλιμακοστάσιο.

A-B-Γ όροφος : Οι τρεις πρώτοι όροφοι είναι πανομοιότυποι, προς ευκολία του συνολικού αρχιτεκτονικού σχεδιασμού αλλά και του στατικού. Έχουν χωροθετηθεί δύο διαμερίσματα. Έχουν προσανατολισμό παράλληλα στην μεγάλη πλευρά του περιγράμματος, έχουν και τα δύο πρόσωπο στη οδό «Επιδάουρου». Υπάρχουν εξώστες στην πρόσοψη και στην πίσω όψη, πλευρικά δεν γίνεται λόγω θέσεως της οικοδομής (δεν υπήρχε χώρος στα πλάγια της οικοδομής). Οι κατοικίες A1-B1-Γ1, E=58,60 τ.μ., διαθέτουν ένα υπνοδωμάτιο, λουτρό, κουζίνα, τραπεζαρία και σαλόνι. Οι κατοικίες A2-B2-Γ2 , E=75,64 τ.μ., διαθέτουν δύο υπνοδωμάτια, λουτρό, κουζίνα, τραπεζαρία και σαλόνι.

Δ όροφος: ο τέταρτο όροφος είναι μικρότερος και έχει διαμορφωθεί ώστε να παραλάβει την εναπομείνασα δόμηση ώστε να έχουμε όσο το δυνατόν περισσότερη αξιοποίηση του συντελεστή δόμησης. Η κατοικία Δ1, E=84,64 τ.μ., διαθέτει δύο υπνοδωμάτια, λουτρό, κουζίνα, τραπεζαρία και σαλόνι.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια από το αρχείο της Πολεοδομίας, εγκεκριμένα σχέδια. 15

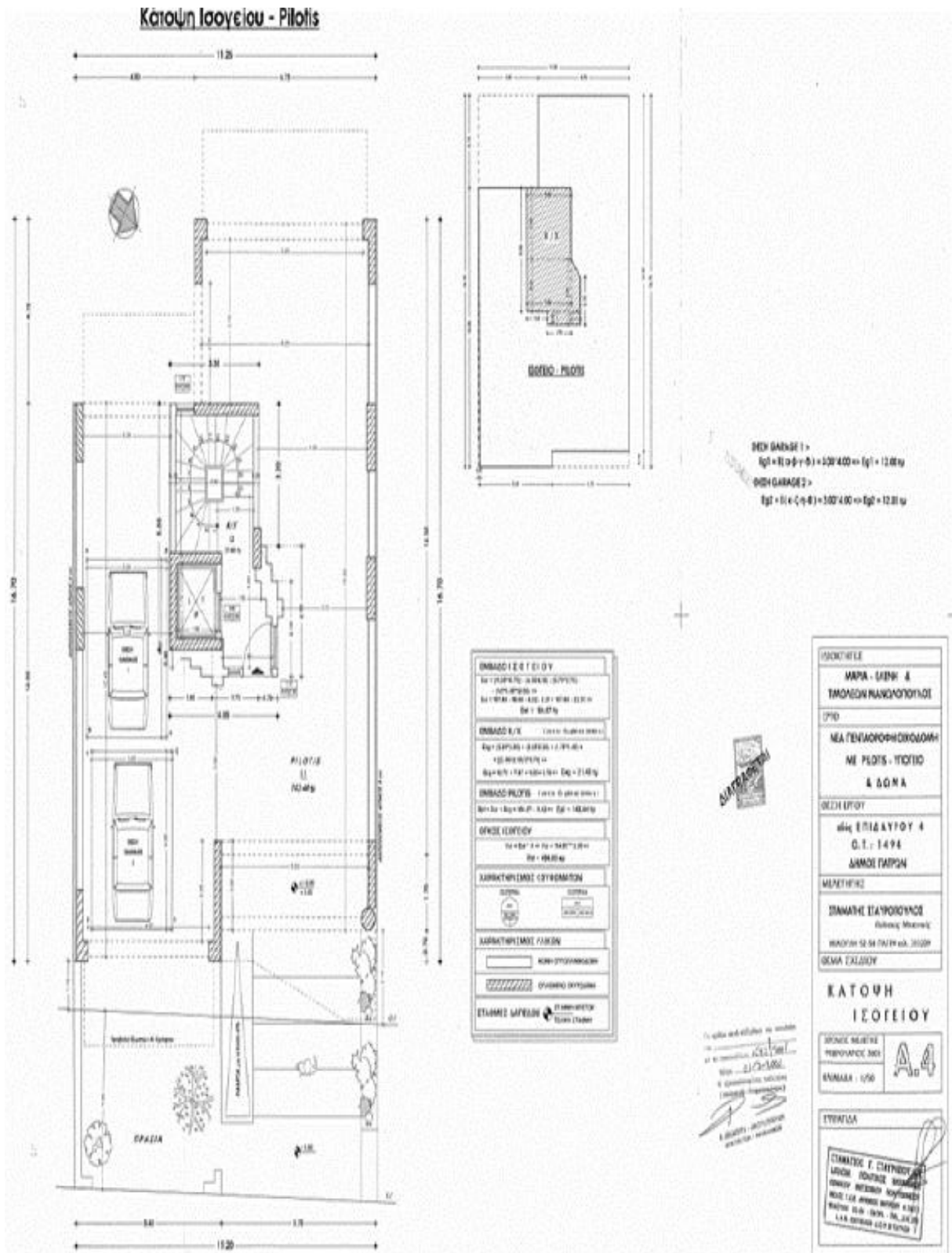
1.4 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ (ΣΧΕΔΙΑ)



Σχέδιο 1. Κάτοψη υπογείου

Το σχέδιο πληροί τις προδιαγραφές που πρέπει να έχουν τα αρχιτεκτονικά σχέδια για την έκδοση οικοδομικής άδειας :

- Πινακίδα
- Υπόμνημα
- Πλήρης διαστασιολόγηση
- Ονομασία χώρων
- Βορράς
- Συμβολισμοί τομών
- Επισήμανση δομικών στοιχείων



Σχέδιο 2. Κατοψη ισογείου ορόφου. 17

Το σχέδιο πληροί τις προδιαγραφές που πρέπει να έχουν τα αρχιτεκτονικά σχέδια για την έκδοση οικοδομικής άδειας :

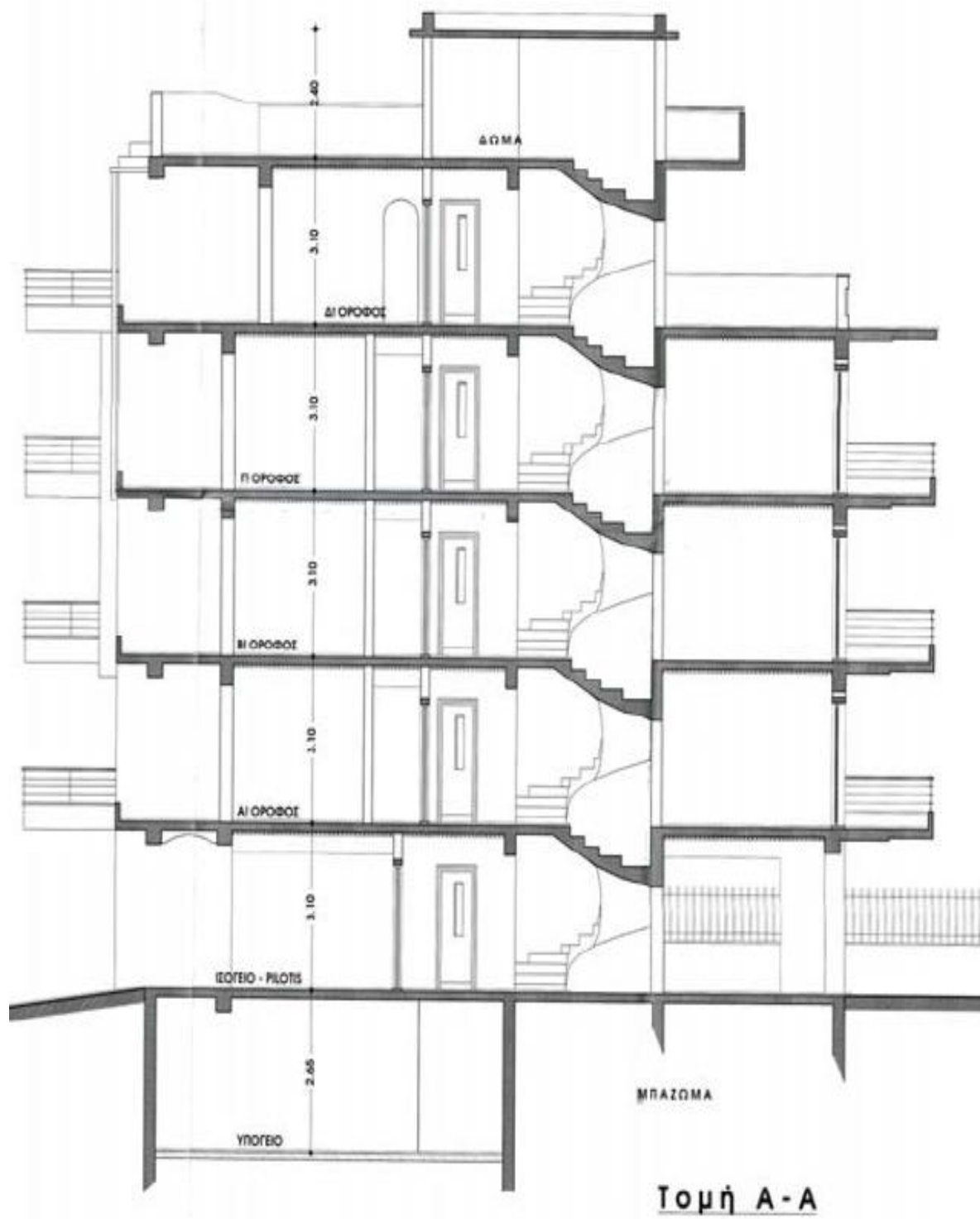
- Πινακίδα
- Υπόμνημα
- Πλήρης διαστασιολόγηση
- Ονομασία χώρων
- Βορράς
- Συμβολισμοί τομών
- Επισήμανση δομικών στοιχείων
- Εμβαδομέτρηση χώρων

Το σχέδιο πληροί τις προδιαγραφές που πρέπει να έχουν τα αρχιτεκτονικά σχέδια για την έκδοση οικοδομικής άδειας :

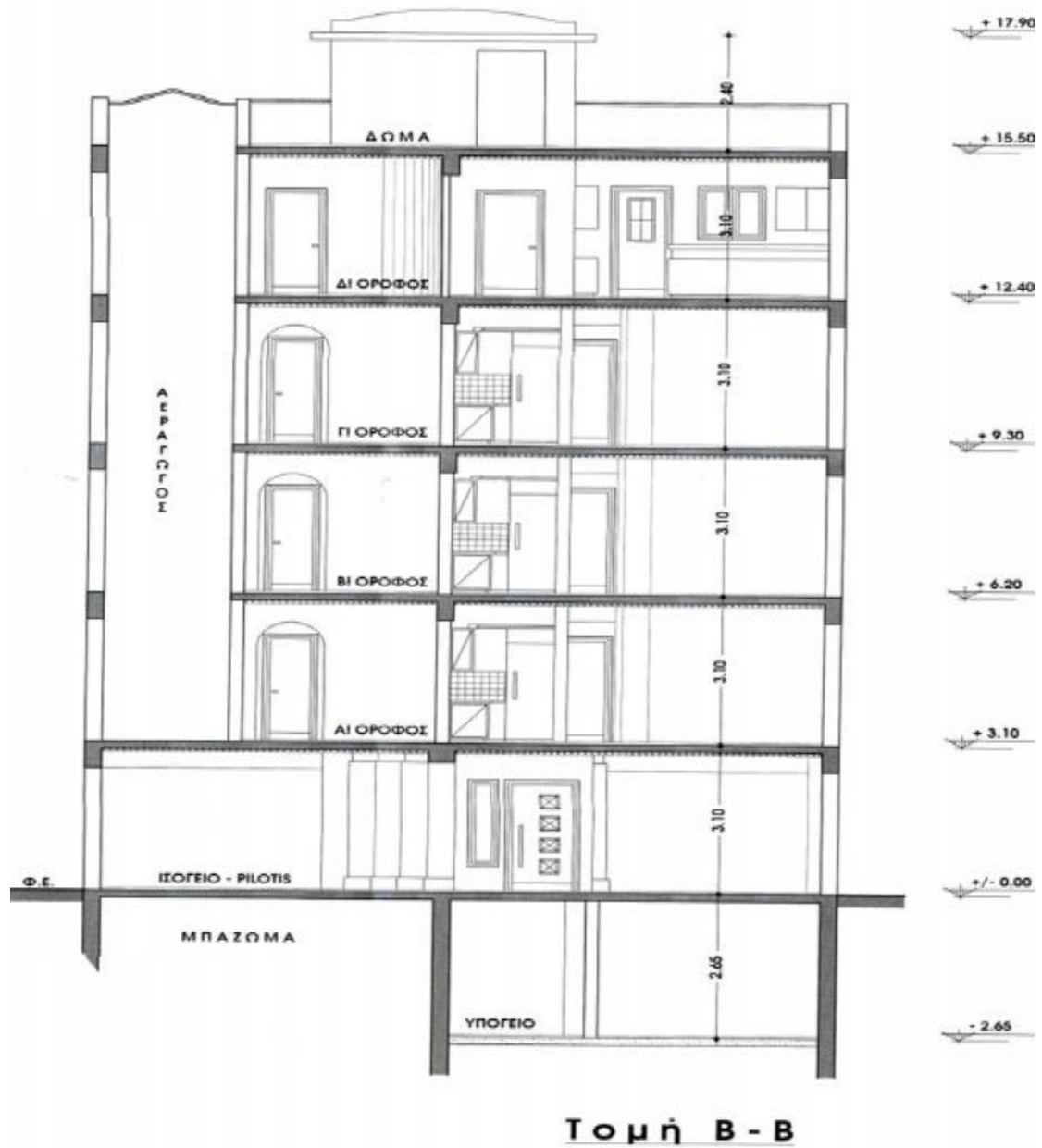
- Πινακίδα
- Υπόμνημα
- Πλήρης διαστασιολόγηση
- Ονομασία χώρων
- Βορράς
- Συμβολισμοί τομών
- Επισήμανση δομικών στοιχείων
- Εμβαδομέτρηση χώρων

Το σχέδιο πληροί τις προδιαγραφές που πρέπει να έχουν τα αρχιτεκτονικά σχέδια για την έκδοση οικοδομικής άδειας :

- Πινακίδα
- Υπόμνημα
- Πλήρης διαστασιολόγηση
- Ονομασία χώρων
- Βορράς
- Συμβολισμοί τομών
- Επισήμανση δομικών στοιχείων
- Εμβαδομέτρηση χώρων



Σχέδιο 5. Τομή Α-Α. 23



Σχέδιο 6. Τομή Β-Β.

Στις ανωτέρω τομές βλέπουμε τα δομικά στοιχεία : πλάκες, δοκοί, τοιχία. Τις στάθμες των ορόφων.

ΕΓΚΕΚΡΙΜΕΝΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

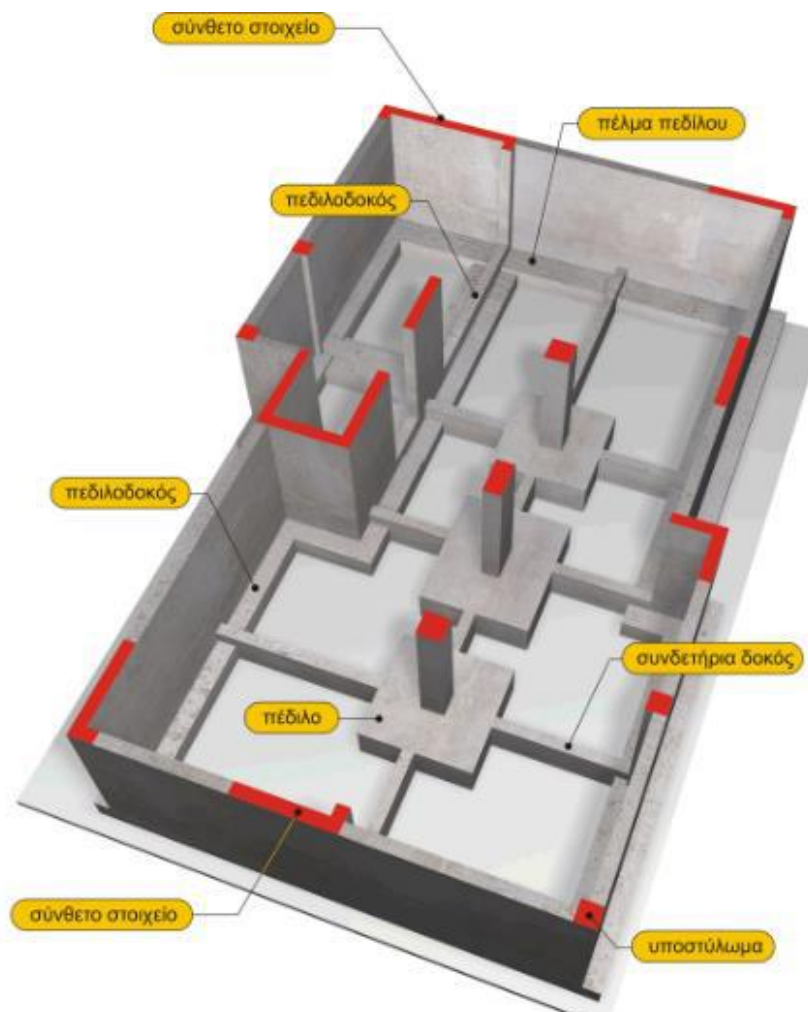
2.1 ΓΕΝΙΚΑ - ΟΡΙΣΜΟΙ

Κάθε κτίριο εμπεριέχει τον φέροντα οργανισμό του, που κατά κανόνα είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από δομικό χάλυβα, ή και από το συνδυασμό τους.

Ο σκελετός αποτελείται από τα οριζόντια και κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και από τα στοιχεία της θεμελίωσης.

Οριζόντια φέροντα στοιχεία είναι οι πλάκες και οι δοκοί. Κατακόρυφα φέροντα στοιχεία είναι οι κολόνες.

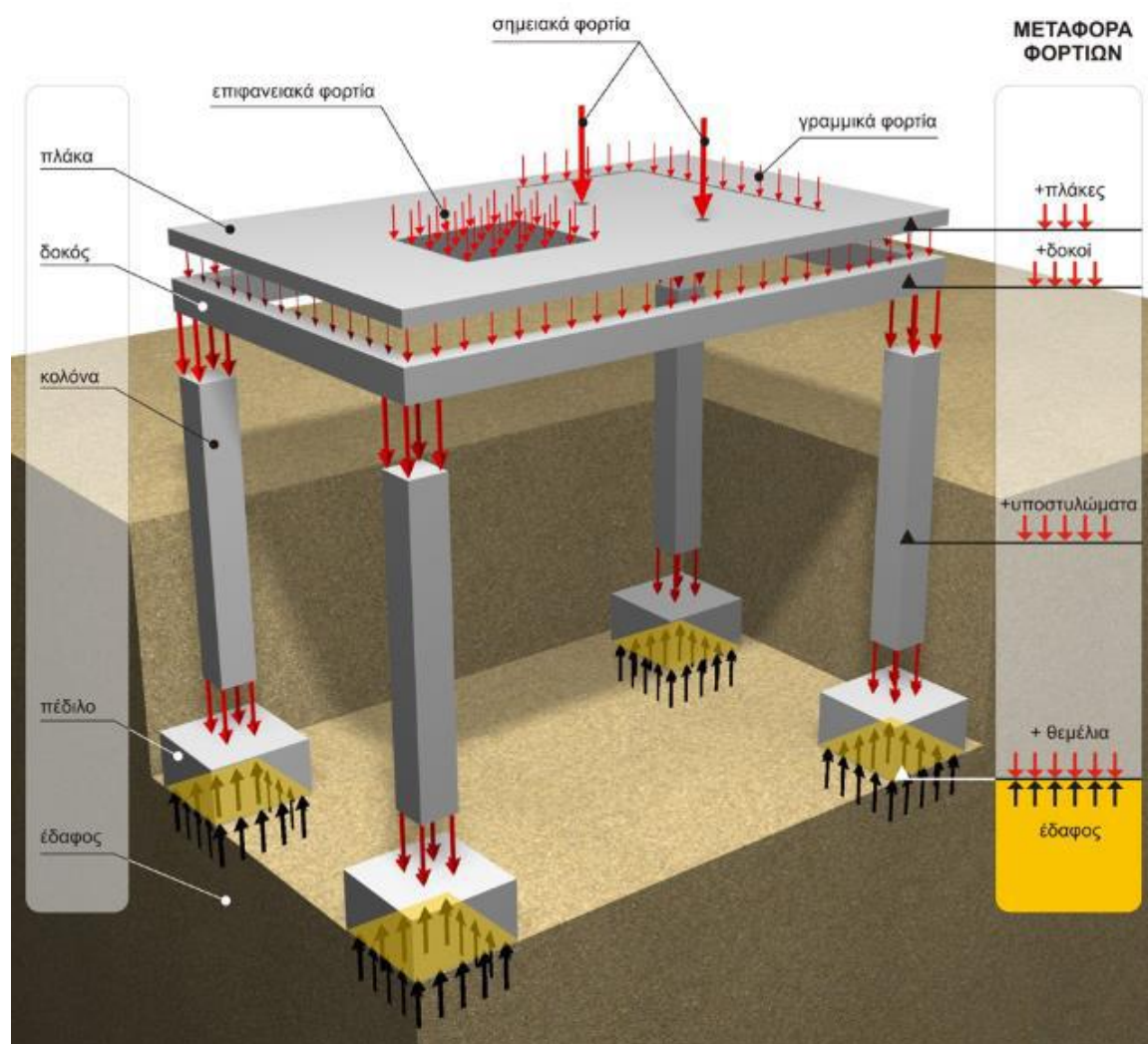
Στην επόμενη εικόνα παρουσιάζεται σε φωτορεαλιστική αναπαράσταση, η θεμελίωση του κτιρίου.



Εικόνα 9. Επεξήγηση ορισμών θεμελίωσης. 25

Τα στοιχεία θεμελίωσης αυτού του κτιρίου είναι τα πέδιλα, οι συνδετήριες δοκοί και οι περιοδικοί. Άλλα στοιχεία θεμελίωσης μπορεί να είναι οι κοιτοστρώσεις (πλάκες θεμελίωσης) και οι πάσσαλοι.

Ο σκελετός του κτιρίου πρέπει να έχει την απαιτούμενη αντοχή για να φέρει με ασφάλεια τα φορτία της βαρύτητας, σε όλη τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου. Η λειτουργία του σκελετού στηρίζεται στη λογική της διαδοχικής καταπόνησης. Τα κατακόρυφα φορτία δηλαδή αναλαμβάνονται από τις πλάκες, οι οποίες στη συνέχεια τα μεταβιβάζουν στις δοκούς, οι δοκοί μεταβιβάζουν τα φορτία στις κολόνες, που με τη σειρά τους τα μεταβιβάζουν στα θεμέλια. Τέλος, τα θεμέλια μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος.



Εικόνα 10. Μεταφορά φορτίων.

Οι πλάκες παραλαμβάνουν τα φορτία των δαπέδων κάθε ορόφου. Αυτά είναι μόνιμα (νεκρά), π.χ. οι επικαλύψεις δαπέδων από μάρμαρο, και κινητά (ή ωφέλιμα), π.χ. τα φορτία των ανθρώπων.

Οι δοκοί παραλαμβάνουν τα φορτία τα οποία τους μεταφέρουν οι πλάκες, καθώς και τα φορτία των τοίχων που πατούν επάνω τους.

Τα υποστυλώματα (κολόνες) παραλαμβάνουν τα φορτία των δοκών και τα μεταφέρουν στα θεμέλια.

Τα πέδιλα (θεμέλια) παραλαμβάνουν τα φορτία των υποστυλωμάτων και τα μεταφέρουν στο έδαφος.

Οι συνδετήριες δοκοί κρατούν τα πέδιλα στις θέσεις τους όταν η καταπόνησή τους είναι έντονη, όπως π.χ. στην περίπτωση σεισμού ή στην περίπτωση καθιζήσεων.

Για κάθε δομικό στοιχείο υπάρχουν και άλλες παραλλαγές, εκτός αυτών που εμφανίζονται στις προηγούμενες σελίδες, όπως θα δούμε σε επόμενα κεφάλαια, σε κάθε περίπτωση όμως, η λειτουργία τους είναι παρόμοια.

Σε χώρες με σεισμούς, όπως είναι η Ελλάδα, ο σκελετός εκτός από τα φορτία της βαρύτητας, καλείται να αναλάβει και τις καταπονήσεις που αναπτύσσονται σε λίγες μόνο, αλλά κρίσιμες στιγμές της ζωής του, κατά τη διάρκεια δηλαδή ενός σεισμού.

Ο σεισμός δημιουργεί παραμορφώσεις και εντάσεις στο κτίριο προς όλες τις κατευθύνσεις. Τις εντάσεις αυτές καλείται να παραλάβει ο σκελετός του κτιρίου.

Οι πλάκες δεν θεωρούνται στοιχεία που παραλαμβάνουν σεισμό, βοηθούν όμως, συνδέοντας τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία, στην ομαλή κατανομή των σεισμικών δυνάμεων, με τη λεγόμενη διαφραγματική λειτουργία.

Η αντισεισμική κρισιμότητα δεν είναι ίδια για όλα τα στοιχεία του σκελετού. Για παράδειγμα, σε ένα σεισμό, η κρισιμότητα της αντοχής ενός υποστυλώματος είναι πολύ μεγαλύτερη από την κρισιμότητα της αντοχής μίας δοκού. Αυτό γιατί η αστοχία μιας κολόνας μπορεί να συμπαρασύρει και τα εξαρτημένα γειτονικά στοιχεία, όπως δοκούς και πλάκες.

Στη συνέχεια μπορεί να συμπαρασυρθούν αλυσιδωτά και άλλα υποστυλώματα, με αποτέλεσμα την κατάρρευση, ή μεγάλης έκτασης αστοχίες. Αντίθετα, η αστοχία μιας δοκού, συνήθως δημιουργεί τοπικής έκτασης βλάβες, που σε περίπτωση πολύ ισχυρού σεισμού μπορεί να είναι ακόμα και ευνοϊκές για τη συνολική ευστάθεια του κτιρίου. Αυτός είναι και ο λόγος που οι κολόνες των κτιρίων σε σεισμικές περιοχές έχουν ισχυρές διατομές, πολύ περισσότερο από τις διατομές κολονών κτιρίων σε χώρες που δεν έχουν σεισμούς.

Για τη μεγαλύτερη αντισεισμική αντοχή ενός κτιρίου θα έπρεπε να χρησιμοποιούμε μεγάλων διαστάσεων (χοντρά) υποστυλώματα, τα οποία όμως δημιουργούν προβλήματα στους εσωτερικούς χώρους. Για το λόγο αυτό αντί για

μεγάλες κολόνες διατάσσονται τοιχεία και προς τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου, τα οποία εκτός από τη συνεισφορά σε θλιπτική αντοχή, αυξάνουν και την ακαμψία του κτιρίου, δηλαδή μειώνουν τις μετακινήσεις του και κατά συνέπεια και τις παραμορφώσεις του στη διάρκεια ενός σεισμού.

Σε αντισεισμικά κτίρια επιβάλλεται η χρήση δοκών, στις οποίες πατούν οι πλάκες. Στην περίπτωση που για αρχιτεκτονικούς ή άλλους λόγους δεν πρέπει να υπάρχουν κρεμάσεις των δοκών κάτω από τις πλάκες, αυτές (οι πλάκες) πρέπει να έχουν μεγάλο πάχος, ώστε η λειτουργία των δοκών να εξασφαλίζεται από ζώνες που θα είναι ενσωματωμένες στο πάχος της πλάκας, με τη μορφή κρυφοδοκών.

Σκόπιμο είναι οι κολόνες σε ένα πολυώροφο κτίριο να μη διακόπτονται σε κάποιον όροφο, αλλά μια κολόνα που ξεκινά από το έδαφος (θεμελίωση), να καταλήγει στον ανώτερο όροφο. Όταν μία κολόνα σταματά σε ενδιάμεσο όροφο και δεν καταλήγει στο έδαφος, λέγεται φυτευτή. Συνήθως μια τέτοια κολόνα στηρίζεται επάνω σε δοκό, αφού, έτσι κι αλλιώς ο Κανονισμός απαγορεύει τη στήριξη της σε πλάκα. Σε κάθε περίπτωση όμως, πρέπει για την καλύτερη αντισεισμικότητα του κτιρίου, να αποφεύγονται οι φυτευτές κολόνες.

Σε ότι αφορά τις δοκούς και τα πέλματα θεμελίωσης, είναι προφανές ότι τυχόν αστοχία τους θα παρασύρει ακαριαία τα υποστυλώματα, που στη συνέχεια θα παρασύρουν τις δοκούς και αυτές τις πλάκες. Όλα αυτά μάλιστα θα συμβούν σε όλους τους ορόφους, δηλαδή θα έχουμε συνολική αστοχία.

Η κατασκευή υπογείου και η χρησιμοποίηση τοιχωμάτων στην περίμετρό του βοηθά πολύ στην αντισεισμικότητα του κτιρίου.

2.2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ – ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί

Κατά την σύνταξη της μελέτης του δομήματος εφαρμόστηκαν οι παρακάτω κανονισμοί και διατάξεις.

Νέοι κανονισμοί :

1. Νέος κανονισμός Ωπλισμένου σκυροδέματος, ΦΕΚ 227β, 28 Μαρτίου 1995.
2. Νέος αντισεισμικός κανονισμός, ΦΕΚ 613β, 12 Οκτωβρίου 1992.
3. Τροποποιήσεις και συμπληρώσεις του ΝΕΑΚ, ΦΕΚ 534β, 20 Ιουνίου 1995.
4. Συμπλήρωση της άνω απόφασης, ΦΕΚ 588, 6 Ιουλίου 1995.

Άλλοι σχετικοί κανονισμοί και διατάξεις :

1. Ελληνικός κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων, Β.Δ. ΦΕΚ 325α 31/12/1945

Παλιός κανονισμός Ωπλισμένου σκυροδέματος :

- Κανονισμός Ωπλισμένου σκυροδέματος, Β.Δ. ΦΕΚ 160α 26/7/1954 εξ' αυτού εφαρμόζονται όσες διατάξεις δεν έχουν καταργηθεί.

Υλικά

Τα υλικά που προδιαγράφονται από την μελέτη αναφέρονται πινακοποιημένα κατά όροφο και δομικό στοιχείο στο τέλος της τεχνικής έκθεσης.

Συντελεστής ασφάλειας υλικών : σκυρόδεμα $\gamma_c = 1.5$ και χάλυβα $\gamma_s = 1,15$ (ΝΚΩΣ 95) παράγραφος 6.3.3 πίνακα. 6.6.

Μέθοδοι υπολογισμού, Γενικές αρχές

Προσομοίωση δυσκαμψίας φέροντων στοιχείων

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί πλαστικού εδάφους. Κατά την συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής εισέρχεται εξαρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντρότητας των στοιχείων θεμελίωσης. 29

Λαμβάνοντας υπόψη έργα, από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης και ροπές στρέψης. Οι καμπτικές δυσκαμψίες των στοιχείων λαμβάνονται

σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.3 [2] του ΝΕΑΚ, δηλαδή η δυσκαμψία της γεωμετρικής διατομής για τα υποστηλώματα, ίση με τα 2/3 της αντίστοιχης τιμής για τα τοιχώματα, και για τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) ίση με το 1/2, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία των δοκών λαμβάνεται ίση με το 1/10 της αντίστοιχης τιμής για τις δοκούς και 131, 132, 133 για τα κατακόρυφα στοιχεία.

Προσομοίωση μαζών

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μια και οι κόμβοι αυτοί είναι οριζόντια παγιωμένοι.

Ελευθερία κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

Επιλύσεις προσομοιώματος

Οι επιλύσεις έγιναν με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

Δυναμική ανάλυση του δομήματος, πλήθος ιδιομορφών

Παρακάτω αναλύεται το δόμημα με την δυναμική φασματική μέθοδο παράγραφος 3.3 [ΝΕΑΚ]. Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται έχει επιλεγεί ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της παραγράφου 3.3.2 [1] και [2] του ΝΕΑΚ, όπως λεπτομερώς αναφέρεται στο κεφάλαιο «αποτελέσματα επίλυσης-σεισμικοί συντελεστές» που συνοδεύει την παρούσα μελέτη.

Κατακόρυφη σεισμική διέγερση, πρόβολοι – φυτευτά υποστυλώματα

Κατά τον υπολογισμό των πλακών – προβόλων, η συνεισφορά τη κατακόρυφης συνιστώσας λαμβάνεται υπόψη με την προσεγγιστική μεθοδολογία της παραγράφου 3.5 του ΝΕΑΚ, ενώ όταν υπάρχουν φυτευτά υποστηλώματα ή μεγάλοι πρόβολοι – δοκοί ακολουθείται η ακριβής διαδικασία της φασματικής και χωρικής επαλληλίας. Εν τούτοις και όταν κρίνεται απαραίτητο η κατακόρυφη διέγερση λαμβάνεται υπόψη. 30

Κανονικότητα δομήματος

Το αναλυόμενο δόμημα θεωρείται ως μη κανονικό κατά τη έννοια της παραγράφου 3.4.1 [4] και εφαρμόζονται οι αντίστοιχες διατάξεις για τα μη κανονικά

κτίρια, ως εκ τούτου οι αντίστοιχοι έλεγχοι παρέλκουν.

Τυχηματική εκκεντρότητα ορόφων (ξ)

Για τον προσδιορισμό των συντελεστών μεγέθυνσης της τυχηματικής εκκεντρότητας εφαρμόζεται η παράγραφος 3.2.4 [1] του ΝΕΑΚ όπως τροποποιήθηκε με το ΦΕΚ 534β. Τα αντίστοιχα πλάτη των ορόφων φαίνονται στο αντίστοιχο τεύχος υπολογισμών. Σε κάθε όροφο για τον οποίο προκύπτει τιμή πάνω από ή ίση με 2 γίνεται επαύξηση της εκκεντρότητας των μαζών με τον πολλαπλασιαστικό συντελεστή μικρότερο ή ίσο του 3. Οι τιμές του ξ και οι λοιπές λεπτομέρειες του υπολογισμού αναγράφονται στο αντίστοιχο τεύχος υπολογισμών.

Οργανισμός πλήρωσης – έλεγχοι (ΝΕΑΚ παρ. 4.2.2)

Η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου, λαμβανόμενης υπόψη και της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα, αναφέρεται πινακοποιημένη ανά εξεταζόμενη στάθμη στο αντίστοιχο τεύχος υπολογισμών. Η αναγραφόμενη τιμή δ/h είναι πολλαπλασιασμένη με τον λόγο $q/2.5$ (ΝΕΑΚ 4.2.2 [2]).

Αντισεισμικός αρμός – μέγεθος (ΝΕΑΚ παρ. 4.1.7.2 [3])

Το μέγεθος του αντισεισμικού αρμού εκτιμάται από το μέγεθος $S\delta=q * \Delta\epsilon\lambda$ που αναγράφεται στο αντίστοιχο τεύχος υπολογισμών. Το μέγεθος $\Delta\epsilon\lambda$ παριστάνει την μέγιστη μετακίνηση της εξεταζόμενης πλάκας συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα.

Ανάλυση δομήματος

Φορτίσεις :

Γίνεται επίλυση του χωρικού προσομοιώματος για τις εξής φορτίσεις :

- 1η στατική φόρτιση, μόνιμα φορτία , φόρτιση G
- 2η στατική φόρτιση, κινητά φορτία , φόρτιση Q
- 3η Α' συνδυασμός βασικών δράσεων, $S1 = S*(\gamma_g * G + \gamma_q * Q)$ $\gamma_g = 1.35$ & $\gamma_q = 1.5$
- 4η 1η σεισμική φόρτιση κατά διεύθυνση 0°
- 5η 2η σεισμική φόρτιση κατά διεύθυνση 90°
- Νη Κη σεισμική φόρτιση κατά διεύθυνση 0°
- Ν+1 η Ικανοτικός έλεγχος κόμβων με φόρτιση τις ροπές αντοχής των ήδη οπλισμένων δοκών (όπου απαιτείται)

Με αύξηση του συντελεστή πολλαπλασιασμού εντατικών μεγεθών αντιμετωπίζεται η ανάγκη αυξημένου σεισμικών μεγεθών όπως οι πυλωτές.

Ιδιοπερίοδοι T_a – φασματικές επιταχύνσεις $R_d(T)$

Οι τιμές των φασματικών επιταχύνσεων $R_d(T)$ ([NEAK παρ. 2.2.2.1) και των ιδιοπεριόδων T_a του δομήματος αναγράφονται αναλυτικά στο αντίστοιχο τεύχος υπολογισμών. Στο ίδιο μέρος γράφονται και οι λοιπές παραδοχές για τη σεισμική ζώνη, σπουδαιότητα, κ.λπ.

Για κάθε σεισμική φόρτιση γίνεται ο συνδυασμός :

$$S_j = S * (G+E_j+\Psi*Q) \text{ [NEAK] παράγρ. 4.1.1 (σχέση 4.1)}$$

Το Ψ καθορίζεται από το [NEAK] παράγρ. 4.1.1 πιν. 4.1

Το j είναι ο αριθμός της σεισμικής φόρτισης, $j = 1,2,3,4,\dots,N$

Οι επιμέρους τιμές του Ψ αναγράφονται ανά όροφο στο κεφάλαιο «Δεδομένα κτιρίου».

Ικανοτικός Σχεδιασμός

Αποφυγή σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα (αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου - ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων)

Τα κριτήρια για το υποχρεωτικό της εφαρμογής του ικανοτικού ελέγχου των κόμβων NEAK παρ. 4.1.4.2 (σχέσεις 4.8, 4.9 όπως τροποποιήθηκαν καθώς και οι έλεγχοι της παρ. 4.1.4.2 [4] παρουσιάζονται πινακοποιημένοι στο τέλος σύμβολο ? που ακολουθεί το σύμβολο της αντίστοιχης ανισότητας.

Υπολογίζονται τα αθροίσματα των ροπών υπεραντοχής των δοκών και διανέμονται στα συντρέχοντα υποστυλώματα σύμφωνα με τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης α_{cd} .

Ικανοτικός σχεδιασμός έναντι διατμήσεως (αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας – διατμητική αστοχία)

Ο έλεγχος σε διάτμηση των στοιχείων του δομήματος (υποστυλώματα, δοκοί, τοιχώματα, συνδετήριες δοκοί, πεδילוδοκοί) γίνεται σε κάθε περίπτωση με τα ικανοτικά εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή του Παραρτήματος Β του NEAK, όπως τροποποιήθηκε.

Στις δοκούς, όταν απαιτείται, τοποθετείται δισδιαγώνιος οπλισμός, ο οποίος εκτείνεται μέχρι την αναγκαία θέση όπως αναλυτικά υπολογίζεται και περιγράφεται στις αντίστοιχες θέσεις των υπολογισμών των δοκών. Ακολουθείται γενικά η μεθοδολογία της παρ. 11.2 του ΝΚΩΣ, ενώ για τον συνδυασμό δράσεων με σεισμό (παρ. 11.2.3.2 32 [β] ΝΚΩΣ) η διάκριση των περιπτώσεων που προκύπτουν από τις

σχέσεις 11.14 και 11.15 επισημαίνεται με χ ή $\chi\chi$ (ειδικά σύμβολα).

Ικανοτικός σχεδιασμός θεμελιώσεως

Θεμελιωμένα στοιχεία : οι σεισμικές συνιστώσες των ροπών στις θέσεις θεμελιώσεως των κατακόρυφων στοιχείων προσαυξάνονται σύμφωνα με το άρθρο 4.1.4.2. [2] ΝΕΑΚ και οπλίζονται ανάλογα.

Στοιχεία θεμελίων :

- Πέδιλα : οι υπολογιστικές δράσεις των πέλδων προσαυξάνονται σύμφωνα με τις σχέσεις 5.1 και 5.2 ή 5.2α του ΝΕΑΚ, λαμβάνοντας υπόψη την ροπή υπεραντοχής του θεμελιωμένου στοιχείου.
- Συνδετήριοι δοκοί : οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις συνδετήριες δοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $\alpha_{cd}=1.35$ (ΝΕΑΚ παρ.5.2.2 [4])
- Πεδιλοδοκοί : οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις πεδιλοδοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $\alpha_{cd}=1.35$ (ΝΕΑΚ παρ.5.2.2 [4])

Λόγω της μεγάλης αντοχής που έχει το σύστημα πέδιλο-συνδετήριοι δοκοί και της μεγάλης τιμής του λόγου M_v/M_e που παρουσιάζεται στις περισσότερες περιπτώσεις , δεν αναμένεται η ως άνω προσαύξηση να δώσει σημαντική αύξηση οπλισμού .

Περίσφιξη Υποστυλωμάτων

Στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων υπολογίζεται και τοποθετείται (όταν απαιτείται ο αναγκαίος οπλισμός περίσφιξης σύμφωνα με την &18.4.4.2. του ΝΚΩΣ. Το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περίσφιξης αναγράφεται μαζί με τις άλλες λεπτομέρειες του υπολογισμού των υποστυλωμάτων στο κεφάλαιο ‘‘Οπλισμοί στύλων‘’.

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας από Παραμορφώσεις (Λυγισμός)

Για κάθε ευλύγιστο με την έννοια της &14.3.1 του ΚΝΩΣ (σχέση 14.3) γίνονται οι έλεγχοι που απαιτούνται με την &14.3 και συγκεκριμένα χρησιμοποιείται η ακριβής μέθοδος υπολογισμού της &14.3.7 τόσο όταν πρόκειται για μονοαξονικό όσο και για διαξονικό λυγισμό &14.3.9. 33

Συνοπτική Περιγραφή της Ακολουθουμένης Μεθόδου

Συνοπτικά η δυναμική φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού ακολουθεί τα εξής βήματα :

1. Καθορισμός – επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία , την σπουδαιότητα του δομήματος , την κατηγορία εδάφους κ.λ.π.
2. Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος .
3. Υπολογισμός των μητρώων μάζας [M] και ακαμψίας [K] .
4. Λύση του προβλήματος των ιδιόμορφων για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων T_i και των αντίστοιχων ιδιόμορφων .
5. Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής :
 - α) Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης $R_d(T)$.
 - β) Με βάση το $R_d(T)$ υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων .
 - γ) Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
6. Υπολογισμός των μέγιστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές του συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC) .
7. Χωρική επαλληλία . Υπολογισμό των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις τρεις (ή τις δυο) συνιστώσες του σεισμικού κραδασμού NEAK &3.3.4 [1]
8. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (Ελλειψη Gupta) , NEAK &4.1.3.[2].
9. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή σε δύο φάσεις :
 - α) Ανθεκτική κατασκευή . Υπολογισμός οπλισμών που παραλαμβάνουν τις εφελκυστικές τάσεις σε κάθε θέση του φορέα .
 - β) Πλάστιμη κατασκευή , σχεδιασμός πλαστικών αρθρώσεων . Τα δομικά μέλη οπλίζονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό και διάταξη οπλισμών σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας , ενώ υπολογίζεται και τοποθετείται τόσος οπλισμός ίση προς την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο NKΩΣ &6.1.1.[β].
(η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι καλύπτεται όταν τηρούνται οι διατάξεις της &4.1.4 του NEAK , Κανόνας αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα).

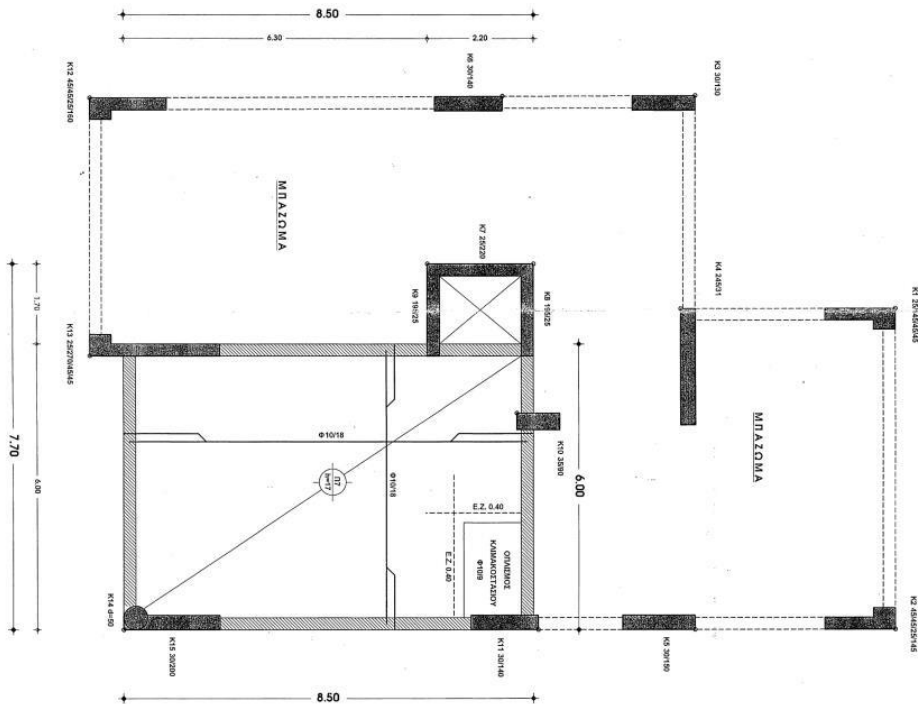
Παραδοχές Φορτίσεων

Αν δεν αναφέρεται άλλως στην λεπτομερή ανάλυση , εφαρμόζονται τα παρακάτω:

Μόνιμα Φορτία

Ίδιο Βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25,00KN/m ³
Επικαλύψεις δαπέδων γενικά	1,00 KN/m ³
Επικαλύψεις με μάρμαρα	1,50 KN/m ³
Επικαλύψεις με ξύλα	0,50 KN/m ³
Επικαλύψεις με πλακίδια	1,30 KN/m ³
Επικαλύψεις δώματος	2,00 KN/m ³
Τοιχοποιία δρομική	2,10 KN/m ³
Τοιχοποιία μπατική	3,60 KN/m ³ 35

Ευλόγος Οροφής Υπογειο



ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Δ) ΔΟΚΟΙ

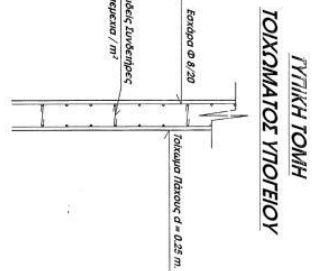
- α) Πλάκων των συνδέσεων στα άκρα των στοιχείων των κοίλων (h_κ = 1,30 μ) κατά 08 / 12, με πρόβλεψη στο μέσο από 08/20.
- β) Στοιβάδες φέρουσες σε 4 θέσεις σε περίπτωση που απαιτείται.
- γ) Ολοκληρωμένες με 4 θέσεις σε περίπτωση που απαιτείται.
- δ) Καλή σφραγιστική των άνω ραβδών κατά 0,80 m κάτω από τον ημίτονο των δοκών.
- ε) Καλή σφραγιστική των κάτω επιδιωξιμίων ραβδών κατά 0,80 m προς το άνω και προς το κάτω του κλίμακ.
- στ) Οριζίες και για το κάτω οριζιοεικό πρόβλεψη.



Δ) ΣΤΥΛΟΙ

- α) Πλάκων των συνδέσεων και στους τρεις κοίλους (πλάκων από 0,10 πάχος).
 - β) Αντιστάσεις οριζιαίων πλάκων 1,30 m από το πάνω μέρος της δοκού.
- Π) ΠΛΑΚΕΣ**
- α) Επιδιάλυση οριζιαίων ραβδών πλάκων 2,00 cm.
 - β) Κάτω από σε ένα πρόβλεψη άδραση των ραβδών να τοποθετηθεί με τους οριζιαίους κεραιώτες.

ΠΑΡΑΔΟΣΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	
1. ΥΛΙΚΑ	5. ΓΡΑΦΕΙΑ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟΤΗΤΩΝ
Στατική αντοχή σκυροδέματος Στατική αντοχή χάλυβα Ελαστικότητα Υψηλότερη τάση Υψηλότερη τάση Υψηλότερη τάση	Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ
2. ΑΣΦΑΛΗΣ ΦΟΡΤΙΑ	6. ΕΛΛΕΙΨΕΙΣ
Απόδοση χάλυβα Απόδοση σκυροδέματος Απόδοση χάλυβα Απόδοση σκυροδέματος Απόδοση χάλυβα Απόδοση σκυροδέματος	Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ
3. ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ	7. ΔΡΩΜΕΝΗ ΣΦΡΑΓΙΣ
Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ	Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ
4. ΕΠΙΠΕΔΕΣ ΔΟΚΕΣ	8. ΚΑΙΟΡΙΣΜΟΙ
Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ	Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ Σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΑ



ΓΥΤΙΚΗ ΤΟΜΗ
ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ

ΔΙΟΙΚΗΤΗΣ:
ΜΑΡΙΑ - ΕΛΕΝΗ &
ΤΙΜΟΘΕΩΝ ΜΑΝΔΟΥΛΟΥΔΙΣ
ΕΠΡΟ

ΑΝΑΘΕΩΡΗΤΗ
της υπ' αριθμ. 301 / 2001
ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΗΣ ΑΔΕΙΑΣ

ΓΕΣΗ ΕΡΓΟΥ
οδός ΕΠΙΔΑΥΡΟΥ 4
Ο.Τ. : 1494
ΔΗΜΟΣ ΠΑΡΡΟΝ

ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ

ΣΤΑΜΑΤΗΣ ΣΤΑΥΡΟΠΟΥΛΟΣ
Γραφείο Μηχανικός
ΜΑΚΑΡΙΑ 52-54 ΠΑΤΡΑΣ, Π.Κ. 21320/9

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ

ΕΥΛΟΓΙΟΣ
ΟΡΟΦΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2001

ΚΑΙΜΑΚΑ : 1/50

ΣΦΡΑΓΙΣΤΑ

ΣΤΑΜΑΤΗΣ ΣΤΑΥΡΟΠΟΥΛΟΣ
ΔΙΠΛΩ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΩΣ ΑΝΕΞΑΡΤΗΤΟ
ΜΕΛΟΣ ΤΗΣ ΕΤΕΧΝ. ΤΗΣ ΟΜΟΣΠ. ΕΤΕΧΝ.
Α.Ε.Μ.Μ.Ε.Ε. ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ - Β.Δ.ΟΥ ΠΑΤΡΩΝ

Ε.Τ.Κ.

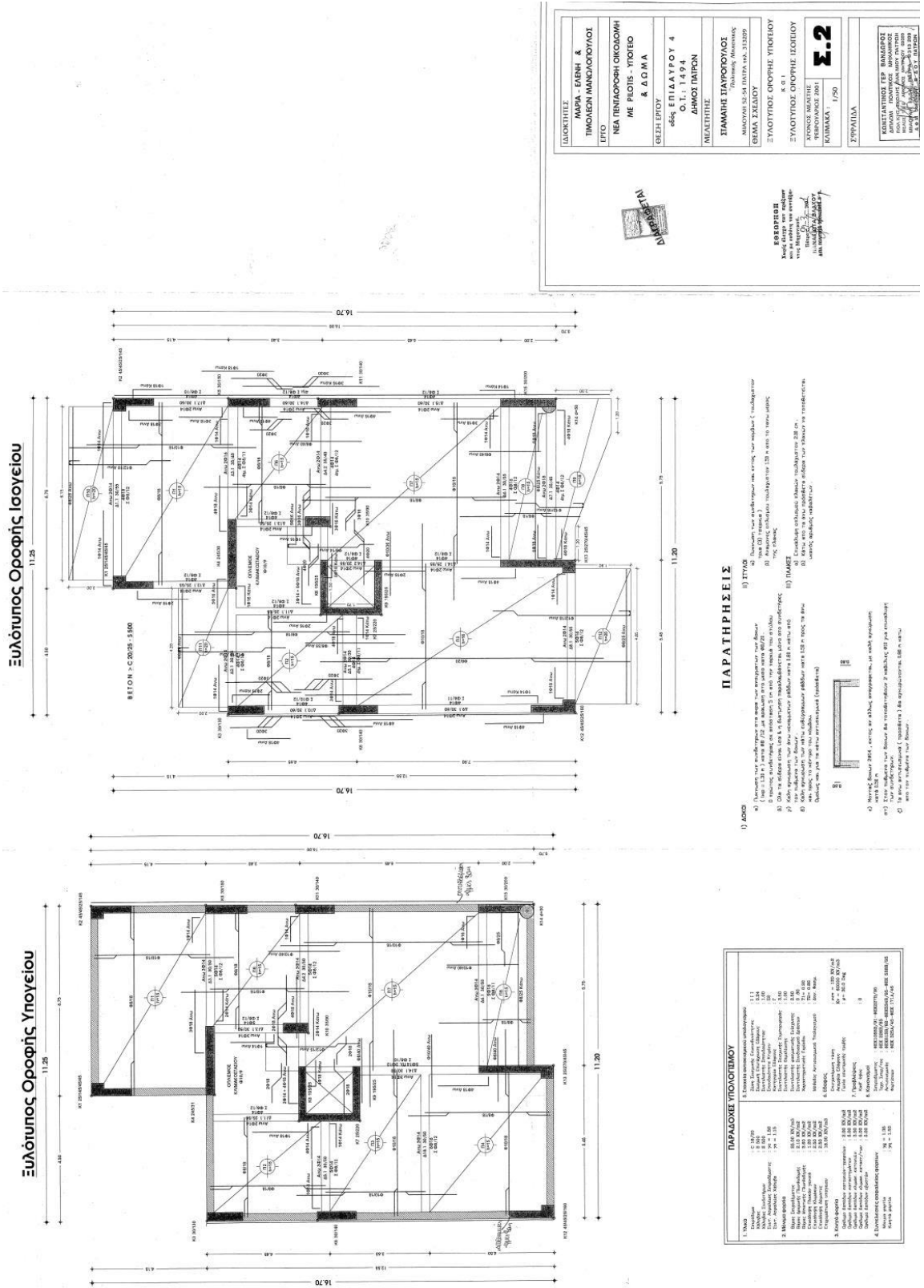
Με το παρόν τον υπογεγραμμένο και επικυρωμένο με τον οριστικό χαρακτήρα του παρόντος, του υπογεγραμμένου, πιστοποιώ την ορθότητα των παραδόσεων και την ορθότητα των υπολογισμών.

Μελετήτρια: **Μαρία - Ελενή & Τιμοθέων Μανδουλούδης**

Μελετητής: **Σταμάτης Σταυρούπολος**

Αρμόδιος: **Λαμπρινή Κωνσταντίνου**

Σχέδιο 7. Ευλόγος Σ1. 36



Ευλύτπος Οροφής Ισογείου

Ευλύτπος Οροφής Υπογείου

ΔΙΑΚΡΙΤΙΚΗ	ΜΑΡΙΑ - ΕΛΕΝΗ & ΤΙΜΟΛΕΩΝ ΜΑΚΕΔΟΝΙΤΣΟΠΟΥΛΟΙ
ΕΠΙΘ	ΝΕΑ ΠΕΝΤΑΓΩΦΗ ΟΙΚΟΔΟΜΗ ΜΕ ΠΙΛΟΤΣ - ΥΠΟΓΕΟ & Δ.Μ.Α
ΟΔΗΓ. ΕΡΓΟΥ	αδδδ ΕΠΙΔΑΥΤΟΥ 4 Ο.Τ. 1494 ΔΗΜΟΣ ΠΑΤΡΩΝ
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΣΑΜΑΡΗΣ ΣΤΑΥΡΟΣ
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΜΑΚΡΟΠΟΥΛΟΣ ΣΤΑΥΡΟΣ
ΣΥΝΔΙΟΤΗΣ ΟΡΟΦΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	ΒΕΛΛΑ ΣΚΕΛΟΥ
ΣΥΝΔΙΟΤΗΣ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	Κ. Σ. 1
ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΗ	ΣΤΑΥΡΟΣ ΚΑΡΑΪΩΤΗΣ
ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΗ	ΚΑΡΑΪΩΤΗΣ
ΣΥΝΤΑΞΙΑ	1/50

ΕΚΔΟΣΗ
Αυτός ο πίνακας έχει εκδοθεί με την επωνυμία του αρχιτέκτονα ΣΑΜΑΡΗ ΣΤΑΥΡΟΥ. Οποιαδήποτε αλλαγή ή τροποποίηση χωρίς την άδεια του αρχιτέκτονα είναι απαγορευμένη.

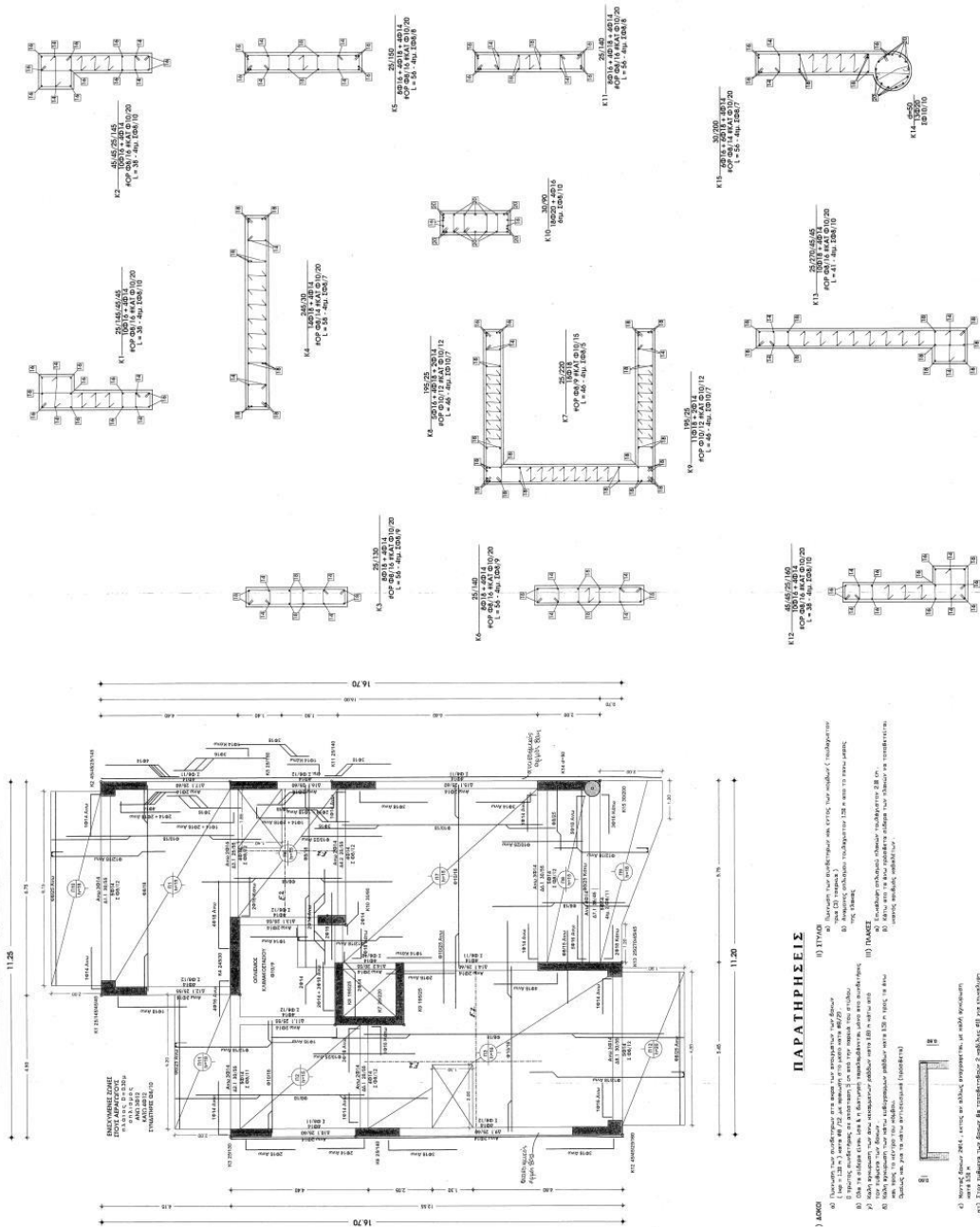
ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΗ
ΚΑΡΑΪΩΤΗΣ ΣΤΑΥΡΟΣ
ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΗ ΚΑΡΑΪΩΤΗΣ

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

- 1) ΔΙΑΦ
- 2) ΣΤΑΘ
- 3) ΣΤΑΘ
- 4) ΣΤΑΘ
- 5) ΣΤΑΘ
- 6) ΣΤΑΘ
- 7) ΣΤΑΘ
- 8) ΣΤΑΘ
- 9) ΣΤΑΘ
- 10) ΣΤΑΘ
- 11) ΣΤΑΘ
- 12) ΣΤΑΘ
- 13) ΣΤΑΘ
- 14) ΣΤΑΘ
- 15) ΣΤΑΘ
- 16) ΣΤΑΘ
- 17) ΣΤΑΘ
- 18) ΣΤΑΘ
- 19) ΣΤΑΘ
- 20) ΣΤΑΘ
- 21) ΣΤΑΘ
- 22) ΣΤΑΘ
- 23) ΣΤΑΘ
- 24) ΣΤΑΘ
- 25) ΣΤΑΘ
- 26) ΣΤΑΘ
- 27) ΣΤΑΘ
- 28) ΣΤΑΘ
- 29) ΣΤΑΘ
- 30) ΣΤΑΘ
- 31) ΣΤΑΘ
- 32) ΣΤΑΘ
- 33) ΣΤΑΘ
- 34) ΣΤΑΘ
- 35) ΣΤΑΘ
- 36) ΣΤΑΘ
- 37) ΣΤΑΘ
- 38) ΣΤΑΘ
- 39) ΣΤΑΘ
- 40) ΣΤΑΘ
- 41) ΣΤΑΘ
- 42) ΣΤΑΘ
- 43) ΣΤΑΘ
- 44) ΣΤΑΘ
- 45) ΣΤΑΘ
- 46) ΣΤΑΘ
- 47) ΣΤΑΘ
- 48) ΣΤΑΘ
- 49) ΣΤΑΘ
- 50) ΣΤΑΘ
- 51) ΣΤΑΘ
- 52) ΣΤΑΘ
- 53) ΣΤΑΘ
- 54) ΣΤΑΘ
- 55) ΣΤΑΘ
- 56) ΣΤΑΘ
- 57) ΣΤΑΘ
- 58) ΣΤΑΘ
- 59) ΣΤΑΘ
- 60) ΣΤΑΘ
- 61) ΣΤΑΘ
- 62) ΣΤΑΘ
- 63) ΣΤΑΘ
- 64) ΣΤΑΘ
- 65) ΣΤΑΘ
- 66) ΣΤΑΘ
- 67) ΣΤΑΘ
- 68) ΣΤΑΘ
- 69) ΣΤΑΘ
- 70) ΣΤΑΘ
- 71) ΣΤΑΘ
- 72) ΣΤΑΘ
- 73) ΣΤΑΘ
- 74) ΣΤΑΘ
- 75) ΣΤΑΘ
- 76) ΣΤΑΘ
- 77) ΣΤΑΘ
- 78) ΣΤΑΘ
- 79) ΣΤΑΘ
- 80) ΣΤΑΘ
- 81) ΣΤΑΘ
- 82) ΣΤΑΘ
- 83) ΣΤΑΘ
- 84) ΣΤΑΘ
- 85) ΣΤΑΘ
- 86) ΣΤΑΘ
- 87) ΣΤΑΘ
- 88) ΣΤΑΘ
- 89) ΣΤΑΘ
- 90) ΣΤΑΘ
- 91) ΣΤΑΘ
- 92) ΣΤΑΘ
- 93) ΣΤΑΘ
- 94) ΣΤΑΘ
- 95) ΣΤΑΘ
- 96) ΣΤΑΘ
- 97) ΣΤΑΘ
- 98) ΣΤΑΘ
- 99) ΣΤΑΘ
- 100) ΣΤΑΘ

Σχέδιο 8. Ευλύτπος Σ2. 37

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΥΠΛΟΙΣΤΩΝ Ι : ΥΡΟΦΟΥ



Ευλότυπος Οροφής ΓΙ Οροφου

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ


- 1) ΑΡΧΟΣ
- 2) ΠΛΑΚΗ
- 3) ΣΤΥΛΟΣ
- 4) ΤΕΙΧΟΣ
- 5) ΣΤΥΛΟΣ
- 6) ΤΕΙΧΟΣ
- 7) ΣΤΥΛΟΣ
- 8) ΤΕΙΧΟΣ
- 9) ΣΤΥΛΟΣ
- 10) ΤΕΙΧΟΣ
- 11) ΣΤΥΛΟΣ
- 12) ΤΕΙΧΟΣ
- 13) ΣΤΥΛΟΣ
- 14) ΤΕΙΧΟΣ
- 15) ΣΤΥΛΟΣ
- 16) ΤΕΙΧΟΣ
- 17) ΣΤΥΛΟΣ
- 18) ΤΕΙΧΟΣ
- 19) ΣΤΥΛΟΣ
- 20) ΤΕΙΧΟΣ
- 21) ΣΤΥΛΟΣ
- 22) ΤΕΙΧΟΣ
- 23) ΣΤΥΛΟΣ
- 24) ΤΕΙΧΟΣ
- 25) ΣΤΥΛΟΣ
- 26) ΤΕΙΧΟΣ
- 27) ΣΤΥΛΟΣ
- 28) ΤΕΙΧΟΣ
- 29) ΣΤΥΛΟΣ
- 30) ΤΕΙΧΟΣ
- 31) ΣΤΥΛΟΣ
- 32) ΤΕΙΧΟΣ
- 33) ΣΤΥΛΟΣ
- 34) ΤΕΙΧΟΣ
- 35) ΣΤΥΛΟΣ
- 36) ΤΕΙΧΟΣ
- 37) ΣΤΥΛΟΣ
- 38) ΤΕΙΧΟΣ
- 39) ΣΤΥΛΟΣ
- 40) ΤΕΙΧΟΣ
- 41) ΣΤΥΛΟΣ
- 42) ΤΕΙΧΟΣ
- 43) ΣΤΥΛΟΣ
- 44) ΤΕΙΧΟΣ
- 45) ΣΤΥΛΟΣ
- 46) ΤΕΙΧΟΣ
- 47) ΣΤΥΛΟΣ
- 48) ΤΕΙΧΟΣ
- 49) ΣΤΥΛΟΣ
- 50) ΤΕΙΧΟΣ
- 51) ΣΤΥΛΟΣ
- 52) ΤΕΙΧΟΣ
- 53) ΣΤΥΛΟΣ
- 54) ΤΕΙΧΟΣ
- 55) ΣΤΥΛΟΣ
- 56) ΤΕΙΧΟΣ
- 57) ΣΤΥΛΟΣ
- 58) ΤΕΙΧΟΣ
- 59) ΣΤΥΛΟΣ
- 60) ΤΕΙΧΟΣ
- 61) ΣΤΥΛΟΣ
- 62) ΤΕΙΧΟΣ
- 63) ΣΤΥΛΟΣ
- 64) ΤΕΙΧΟΣ
- 65) ΣΤΥΛΟΣ
- 66) ΤΕΙΧΟΣ
- 67) ΣΤΥΛΟΣ
- 68) ΤΕΙΧΟΣ
- 69) ΣΤΥΛΟΣ
- 70) ΤΕΙΧΟΣ
- 71) ΣΤΥΛΟΣ
- 72) ΤΕΙΧΟΣ
- 73) ΣΤΥΛΟΣ
- 74) ΤΕΙΧΟΣ
- 75) ΣΤΥΛΟΣ
- 76) ΤΕΙΧΟΣ
- 77) ΣΤΥΛΟΣ
- 78) ΤΕΙΧΟΣ
- 79) ΣΤΥΛΟΣ
- 80) ΤΕΙΧΟΣ
- 81) ΣΤΥΛΟΣ
- 82) ΤΕΙΧΟΣ
- 83) ΣΤΥΛΟΣ
- 84) ΤΕΙΧΟΣ
- 85) ΣΤΥΛΟΣ
- 86) ΤΕΙΧΟΣ
- 87) ΣΤΥΛΟΣ
- 88) ΤΕΙΧΟΣ
- 89) ΣΤΥΛΟΣ
- 90) ΤΕΙΧΟΣ
- 91) ΣΤΥΛΟΣ
- 92) ΤΕΙΧΟΣ
- 93) ΣΤΥΛΟΣ
- 94) ΤΕΙΧΟΣ
- 95) ΣΤΥΛΟΣ
- 96) ΤΕΙΧΟΣ
- 97) ΣΤΥΛΟΣ
- 98) ΤΕΙΧΟΣ
- 99) ΣΤΥΛΟΣ
- 100) ΤΕΙΧΟΣ

Σχέδιο 11. Ευλότυπος Σ5. 40

2.4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	
1. Υλικά	5. Στοιχεία αντισεισμικού υπολογισμού
Σκυροδέμα : C 16/20	Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας : I I I I
Χάλυβας : S 500	Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους : 0.24
Χάλυβας Συνδετήρων : S 500	Συντελεστής Σπουδαιότητας : 1.00
Συντ. Ασφαλείας Σκυροδέματος : $\gamma_c = 1.50$	Σπουδαιότητα Κτιρίου : Σ2
Συντ. Ασφαλείας Χάλυβα : $\gamma_s = 1.15$	Κατηγορία Εδάφους : Γ
2. Μόνιμα φορτία	Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς : 3.50
Βάρος Σκυροδέματος : 25.00 KN/m ³	Συντελεστής Θεμελίωσης : 1.00
Βάρος Δρομικής Πλινθοδομής : 2.10 KN/m ²	Συντελεστής φασματικής Ενίσχυσης : 2.50
Βάρος Μπατικής Πλινθοδομής : 3.60 KN/m ²	Συντελεστής Συνδυασμού Δράσεων : 0.80
Επικάλυψη Πλακών γενικά : 1.20 KN/m ²	Χαρακτηριστικές Περίοδοι : T1= 0.20
Επικάλυψη Κλιμάκων : 2.50 KN/m ²	: T2= 0.80
Επικάλυψη Δώματος : 2.50 KN/m ²	Μέθοδος Αντισεισμικού Υπολογισμού : Δυν. Φασμ.
Επιχωμάτωση υπογείου : 18.00 KN/m ³	
3. Κινητά φορτία	6. Εδαφος
Οφέλιμο δαπέδων κατοικιών-γραφείων : 2.00 KN/m ²	Επιτρεπόμενη τάση : $\sigma_{ep} = 120$ KN/m ²
Οφέλιμο δαπέδων καταστημάτων : 5.00 KN/m ²	Ακαμψία Εδάφους : $K_v = 60000$ KN/m ³
Οφέλιμο δαπέδων κλιμακ. κατοικιών : 3.50 KN/m ²	Γωνία εσωτερικής τριβής : $\varphi = 30.0$ Deg
Οφέλιμο δαπέδων κλιμακ. καταστ/των : 5.00 KN/m ²	
Οφέλιμο δαπέδων εξωστών : 5.00 KN/m ²	7. Προβλέψεις
4. Συντελεστές ασφαλείας φορτίων	Καθ' ύψος : 0
Μόνιμα φορτία : $\gamma_g = 1.35$	8. Κανονισμοί
Κινητά φορτία : $\gamma_q = 1.50$	Σκυροδέματος : ΦΕΚ1068B/91-ΦΕΚ227B/95
	Τεχν. Σκυρ/τος : ΦΕΚ 226B/85
	Αντισεισμικός : ΦΕΚ613B/92-ΦΕΚ534B/95-ΦΕΚ 588B/95
	Φορτίσεων : ΦΕΚ 325A/45-ΦΕΚ 171A/48

Πίνακας 1. Παραδοχές υπολογισμού.

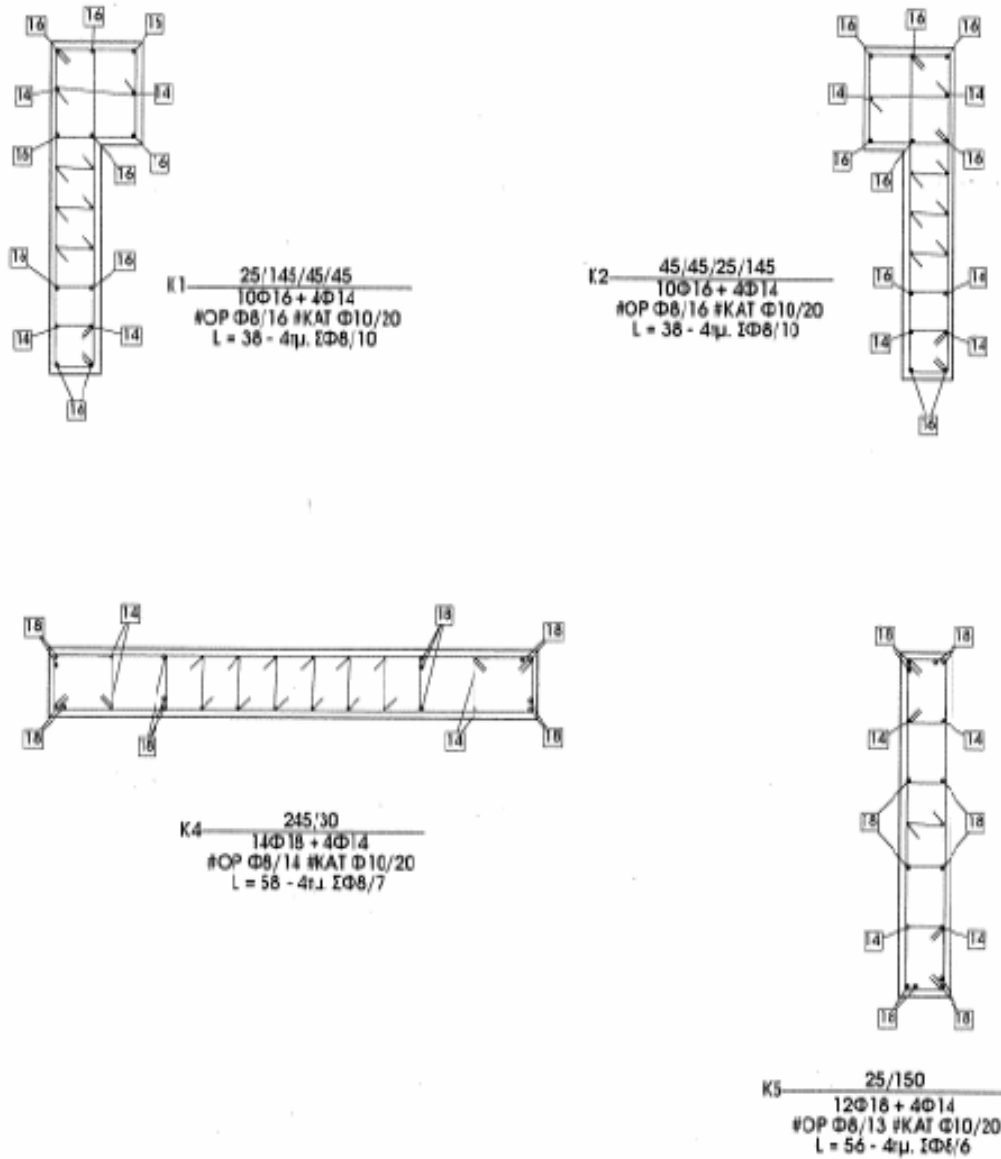
- Ι) ΔΟΚΟΙ
- Πυκνωση των συνδετήρων στα άκρα των αναγμάτων των δοκών ($l_{kr} = 1.30$ m) κατά $\Phi 8 / 12$, με αραίωση στο μέσο κατά $\Phi 8 / 20$.
Ο πρώτος συνδετήρας σε απόσταση 5 cm από την περίεξ του στύλου
 - Όλα τα σίδερα είναι ίσα & η διατήρηση παραλαμβάνεται μόνο από συνδετήρες
 - Καλή αγκύρωση των άνω κεκαμμένων ράβδων κατά 0.80 m κάτω από τον πυθμένα των δοκών .
 - Καλή αγκύρωση των κάτω ευθύγραμμων ράβδων κατά 0.50 m προς τα άνω και προς το κέντρο του κόμβου.
Ομοίως και για τα κάτω αντισεισμικά (πρόσθετα)
- II) ΣΤΥΛΟΙ
- Πυκνωση των συνδετήρων και εντός των κομβών (τουλάχιστον τρία (3) τσερκια)
 - Αναμονές οπλισμού τουλάχιστον 1.50 m από το πάνω μέρος της πλάκας
- III) ΠΛΑΚΕΣ
- Επικάλυψη οπλισμού πλακών τουλάχιστον 2.00 cm .
 - Κάτω από τα άνω πρόσθετα σίδερα των πλακών να τοποθετείται κανός αριθμός καβαλέτων .
- 
- Μонтаζ δοκών 2Φ14 , εκτός αν άλλως αναγραφεται, με καλή αγκύρωση κατά 0.50 m
 - Στον πυθμένα των δοκών θα τοποθετηθούν 2 καβίλλες $\Phi 10$ για επικάλυψη των συνδετήρων.
 - Τα άνω αντισεισμικά (πρόσθετα) θα αγκυρώνονται 0.80 m κάτω από τον πυθμένα των δοκών .

Σχέδιο 13. Παρατηρήσεις σχεδίων ξυλοτύπων. 42

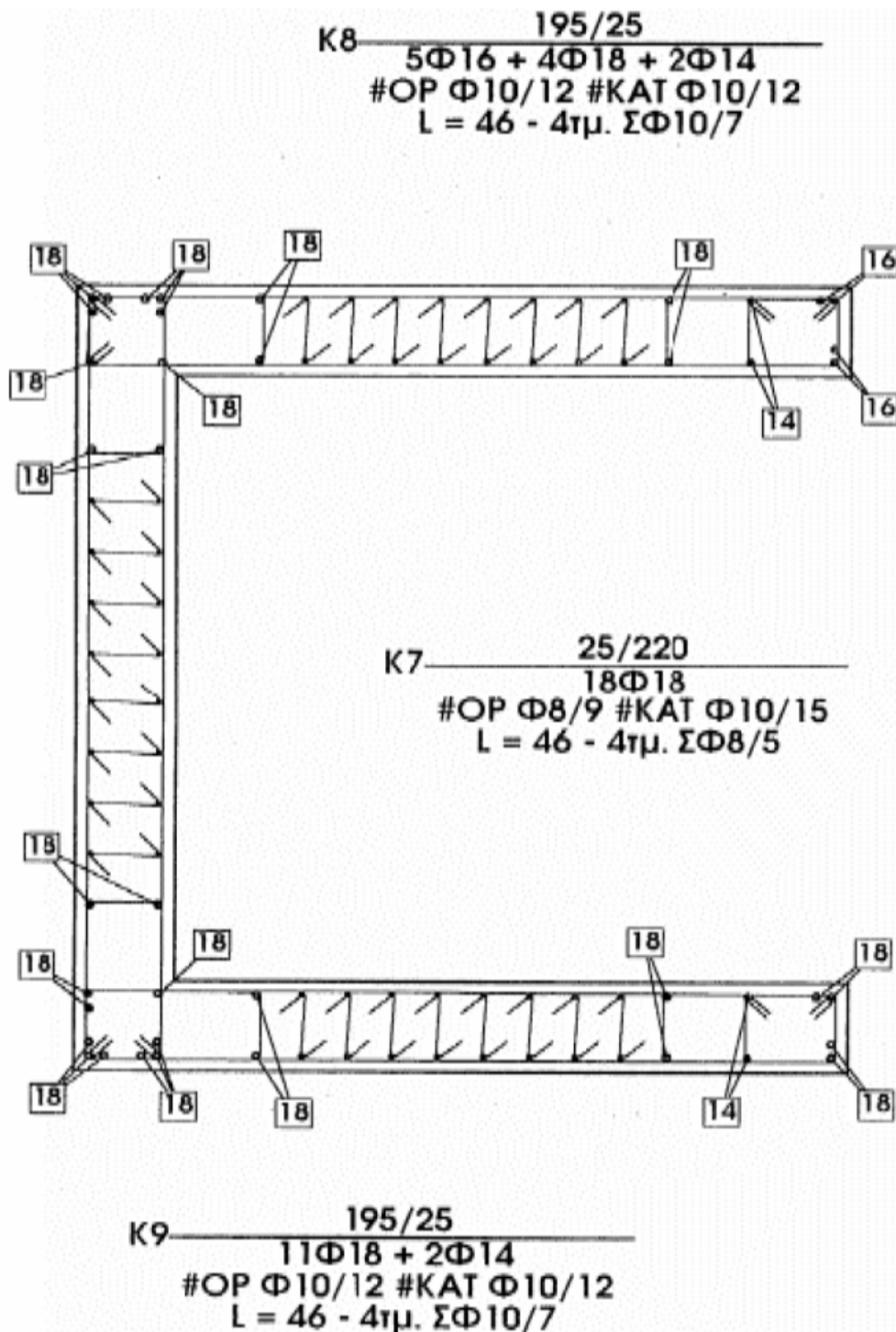
Για τις πλάκες έχουν χρησιμοποιηθεί σίδερα $\Phi 8$ και $\Phi 10$ σε διάφορες αποστάσεις σύμφωνα με την μελέτη. Οι πλάκες έχουν μεταβλητό ύψος από 15 εκ. έως 18 εκ. Έχουν χρησιμοποιηθεί σπαστά σίδερα.

Τα υποστρώματα δεν είναι τετραγωνικά, τείνουν προς τα τοιχία, είναι ορθογωνικά και γωνιακά. Κυρίως έχουν τοποθετηθεί διατομές $\Phi 14$ - $\Phi 16$ - $\Phi 18$ και $\Phi 20$.

Ο οπλισμός τοποθετείτε στις τέσσερις γωνίες.



Σχέδιο 14. Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων. 43



Σχέδιο 15. Οπλισμός Κλιμακοστασίου.

Στα σχέδια φαίνονται οι οπλισμοί ανοιγμάτων, στηρίξεων και οι πλευρικοί. Στο παράρτημα Α παρουσιάζονται τα σχέδια (Σ1 έως Σ6) σε πιο ευκρινές μέγεθος 44

ΝΕΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΜΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ FESPA

3.1. ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ FESPA

Στη αγορά εργασίας υπάρχουν διάφορα ηλεκτρονικά προγράμματα που αφορούν είτε τον αρχιτεκτονικό είτε τον στατικό σχεδιασμό. Το πρόγραμμα που επέλεξα για τις επιλύσεις μου είναι το FESPA.

Το Fespa – Σκυρόδεμα είναι το στατικό πρόγραμμα της LH Λογισμική για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά μέλη, διαφορετικών υλικών και διατομών οποιουδήποτε σχήματος, υποβαλλόμενα σε διάφορες φορτιστικές καταστάσεις.

Το στατικό μοντέλο, στο Fespa, αποτελείται από διάφορες οντότητες (δοκούς, υποστυλώματα, πλάκες, πέδιλα, κτλ). Δεν υπάρχει περιορισμός ως προς τις διαστάσεις και το σχήμα τους.

Κάθε οντότητα χαρακτηρίζεται από μια ομάδα «Παραμέτρων», που κατηγοριοποιούνται σε διάφορες καρτέλες ανάλογα με τη χρήση τους. Υπάρχουν, για παράδειγμα, παράμετροι για:

- τη γεωμετρική απεικόνιση σε 2D και 3D,
- την επίλυση και τον οπλισμό του φορέα,
- την ποιότητα και τις χρησιμοποιούμενες διαμέτρους του οπλισμού,
- την επιλογή του υλικού,
- τη σεισμική αντοχή κτλ.

Όλες αυτές οι παράμετροι μπορούν να εναλλαχθούν μεταξύ μελών της ίδιας οντότητας, διευκολύνοντας έτσι τη διαδικασία τροποποιήσεων.

Κάθε οντότητα έχει επίσης τη δική της ομάδα «Εντολών», οι οποίες χρησιμοποιούνται για την εισαγωγή των οντοτήτων και την τροποποίηση των παραμέτρων τους. Στη γραμμή κατάστασης, εμφανίζονται μηνύματα συνεχούς βοήθειας κατά την εκτέλεση των εντολών του Fespa.

Η εισαγωγή δεδομένων στο στατικό πρόγραμμα Fespa πραγματοποιείται με εισαγωγή υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων στις θέσεις που καθορίζονται με τη βοήθεια των γραμμών καννάβου. Οι πλάκες εισάγονται με τον ίδιο τρόπο. Το στατικό μοντέλο

ολοκληρώνεται με την εισαγωγή των δοκών.

Διάφορες φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων μπορούν να επιβληθούν στις οντότητες μέσω της σχετικής καρτέλας στο παράθυρο παραμέτρων και τις αντίστοιχες εντολές.

Με τη βοήθεια των γραμμών καννάβου και των σημείων έλξης η γεωμετρική περιγραφή ακόμη και των πιο πολύπλοκων στατικών μοντέλων γίνεται εξαιρετικά απλή.

Όλα τα δεδομένα απεικονίζονται και σε μορφή πινάκων για περαιτέρω έλεγχο ή/και μαζικές αλλαγές πριν την επίλυση/όπλιση.

Με τη βοήθεια του εργαλείου των «Παραγωγών» διευκολύνεται η περιγραφή του στατικού μοντέλου. Περιγραφή ενός μόνο ορόφου και παραγωγή των υπολοίπων. Παραγωγή πεδίων. Παραγωγή συνδυασμών δράσεων.

Η εισαγωγή του φορέα γίνεται περιγράφοντας τις στάθμες των ορόφων ή ακολουθώντας, με τη βοήθεια των εντολών του εργαλείου «Επεξεργασία», μια πιο «ελεύθερη» πορεία. Με τη βοήθεια «έξυπνων» εντολών είναι δυνατή η περιγραφή και των πιο πολύπλοκων 3D μοντέλων. Χρησιμοποιώντας αυτό το εργαλείο μπορούν να περιγραφούν θόλοι, καμάρες και μοντέλα ακανόνιστου σχήματος.

Μετά την ολοκλήρωση της εισαγωγής δεδομένων, το Fespa παράγει αυτόματα το υπολογιστικό και το φορτιστικό μοντέλο. Οι σεισμικές δράσεις παράγονται σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού. Οι συνδυασμοί δράσεων παράγονται και εμφανίζονται σε Πίνακες.

Η ακριβής μοντελοποίηση υποβοηθείται από τη χρήση άκαμπτων απολήξεων (rigid-offsets), δεσμικών δοκών, στοιχείων επί ελαστικού εδάφους.

Μέσω του εργαλείου της τρισδιάστατης απεικόνισης 3DV γίνεται πολύ πιο εύκολα ο έλεγχος συνδεσμολογίας των μελών. Εμφανίζονται διαγράμματα φορτίσεων, τοπικές συντεταγμένες κόμβων και μήκη μελών. Επισημαίνονται τα μέλη με κοινή στατική ιδιότητα π.χ. αρθρωτά μέλη, κατακόρυφοι ή οριζόντιοι διαγώνιοι σύνδεσμοι μορφής X. Ελέγχεται η σωστή συνδεσμολογία μεταξύ των δομικών μελών.

Είναι τέτοια η δομή του Fespa ώστε μετά την εισαγωγή των δεδομένων, το μόνο πράγμα που πρέπει να κάνει ο μελετητής είναι να προχωρήσει στην Επίλυση και τον οπλισμό του κτιρίου. Αυτό είναι δυνατό μιας και ότι απαιτείται για την επίλυση, τον οπλισμό και την κατασκευή των σχεδίων υπάρχει στο ίδιο αρχείο από την αρχή της μελέτης. Δεν υπάρχει η ανάγκη ενδιάμεσων βημάτων, ανταλλαγής δεδομένων και αποτελεσμάτων μεταξύ των επιμέρους προγραμμάτων επίλυσης και

διαστασιολόγησης. Η όλη διαδικασία είναι αυτοματοποιημένη και ασφαλής.

Με το Fespa μπορεί να πραγματοποιηθεί στατική και δυναμική γραμμική ανάλυση καθώς και μη γραμμική ανάλυση pushover. Ο αλγόριθμος που χρησιμοποιείται για την ανάλυση είναι ισχυρός, ταχύτατος και ακριβής. Η ταχύτητα εκτέλεσης των υπολογισμών είναι υψηλή ακόμη και στην περίπτωση της μη γραμμικής ανάλυσης. Ο χρόνος ολοκλήρωσης της μη γραμμικής ανάλυσης για ένα πενταόροφο κτίριο, 350 m², κυμαίνεται εντός των ορίων των μερικών δευτερολέπτων.

Ο αλγόριθμος της επίλυσης είναι εξοπλισμένος με τις τελευταίες τάσεις των μαθηματικών και της μηχανικής: επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων με τη μέθοδο της Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας CQC, μόρφωση του μητρώου μάζας με κατανομή της μάζας στους κόμβους του φορέα, έξι βαθμοί ελευθερίας σε κάθε κόμβο, δυνατότητα επίλυσης φορέα με εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας, αυτόματη εύρεση των ιδιομορφών της κατασκευής ώστε να συμμετέχει στην ταλάντωση το 90% της μάζας του συστήματος, αυτόματος έλεγχος στατικών εκκεντροτήτων, έργα από τέμνουσες – αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης.

Μετά το τέλος της επίλυσης, ο μελετητής μπορεί να χρησιμοποιήσει το πρόγραμμα τρισδιάστατης απεικόνισης (3DV):

- Εμφάνιση της παραμορφωμένης γεωμετρίας του μοντέλου υπό οποιαδήποτε στατική φόρτιση ή συνδυασμό φορτίσεων.
- Απεικόνιση της ταλάντωσης του φορέα υπό την επίδραση της σεισμικής φόρτισης (για οποιαδήποτε ιδιομορφή).
- Εμφάνιση διαγραμμάτων τεμνουσών, ροπών και αξονικών δυνάμεων.

Το Fespa δίνει στον μελετητή την δυνατότητα να επιλέξει από μία σειρά παλαιών ελληνικών κανονισμών για να κάνει την διαστασιολόγηση του κτιρίου που σχεδιάζει. Ο μελετητής μηχανικός έχει τον τελικό έλεγχο της διαδικασίας επίλυσης και όπλισης του φορέα.

Παράλληλα, η έκδοση Fespa 10 ενσωμάτωσε τους Ευρωκώδικες έτσι ώστε όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι να μπορούν να διεξάγονται, για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας, σύμφωνα με:

- Ευρωκώδικας 0
- Ευρωκώδικας 2 για το σχεδιασμό φορέων από σκυρόδεμα,
- Ευρωκώδικας 3 για το σχεδιασμό κατασκευών από χάλυβα,

- Ευρωκώδικας 7 για το γεωτεχνικό σχεδιασμό και
- Ευρωκώδικας 8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών.

Επιλέγοντας το κατάλληλο Εθνικό προσάρτημα ο μελετητής έχει στα χέρια του το καλύτερο εργαλείο για το σχεδιασμό κατασκευών με επαρκή αντοχή στο σεισμό, σε περιοχές μέτριας ή υψηλής σεισμικότητας (Τουρκία, Πορτογαλία, Ισπανία, χώρες της Βόρειας Αφρικής, κτλ).

Ο σχεδιασμός ενός δομήματος με βάση τους Ευρωκώδικες μπορεί να δώσει σαν αποτέλεσμα ένα κτίριο που είναι ασφαλέστερο στους σεισμούς, οικονομικότερο κατά την κατασκευή και λειτουργικότερο στην χρήση απ' ό,τι θα πετύχαινε κάποιος σχεδιάζοντας το ίδιο κτίριο με βάση τους ελληνικούς κανονισμούς. Τα πλεονεκτήματα αυτά, τα οποία είναι αποτέλεσμα της πληρότητας και της λεπτομέρειας των διατάξεων, επιτεύχθηκαν με την συλλογική εργασία των κορυφαίων επιστημόνων της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Η διαστασιολόγηση όλων των δομικών μελών γίνεται σύμφωνα με τους επιλεγμένους κανονισμούς, τις ποιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών και τα αποτελέσματα της επίλυσης.

Η διαδικασία της διαστασιολόγησης ξεκινά αυτόματα μετά το τέλος της επίλυσης. Μόλις ολοκληρωθεί ο έλεγχος όλων των οντοτήτων (πλάκες, υποστυλώματα, δοκοί, πέδιλα, κτλ) δημιουργείται και εμφανίζεται στην οθόνη μια λίστα σφαλμάτων. Το Fespa βοηθά το μελετητή να εντοπίσει τα μέλη που αστόχησαν κατά την επίλυση και προτείνει τρόπους αντιμετώπισης του συγκεκριμένου σφάλματος. Ένα μήνυμα λάθους ή ειδοποίησης εμφανίζεται στο παράθυρο των αποτελεσμάτων επίλυσης και κάνοντας διπλό click πάνω του το σχετικό μέλος (πλάκα, υποστύλωμα, δοκός ή πέδιλο) «φωτίζεται» στην οθόνη.

Αποτελέσματα & Σχέδια

Κατά τη διάρκεια της διαστασιολόγησης, εμφανίζονται οπλισμοί στον ξυλότυπο. Μετά την ολοκλήρωση όλων των υπολογισμών, δημιουργούνται αυτόματα τα σχέδια ξυλότυπων για κάθε όροφο. Παράλληλα, δημιουργείται ένα αρχείο στο οποίο περιέχονται όλα τα δεδομένα και το οποίο μπορεί να τροποποιηθεί και να εκτυπωθεί χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα «Τεύχος», καλώντας το είτε μέσα από το Fespa είτε από το εικονίδιο που υπάρχει στην επιφάνεια εργασίας των Windows.

Τεύχος αποτελεσμάτων

Μέσω του προγράμματος «Τεύχος», ο μελετητής μπορεί να τροποποιήσει το έγγραφο σύμφωνα με τις προτιμήσεις του:

- Η έκταση του τεύχους μπορεί να προσαρμοσθεί, μέσω μιας σειράς διαθέσιμων φίλτρων. Επιπρόσθετα, ο μηχανικός μπορεί να δημιουργήσει τις δικές του πρότυπες ομάδες φίλτρων.
- Ταυτόχρονη παρουσίαση γραφημάτων και δεδομένων κειμένου.
- Περιβάλλουσες ροπών και τεμνουσών πλάστιμων τοιχωμάτων.
- Μηνύματα λαθών/ειδοποιήσεων με επεξήγηση βασισμένη στην αντίστοιχη παράγραφο του Κανονισμού και προτεινόμενοι τρόποι για την επίλυση του συγκεκριμένου προβλήματος.
- Εξαγωγή πινάκων σε μορφή αρχείων tek / csv/ html έτσι ώστε να μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν, για παράδειγμα, στα σχέδια των ξυλοτύπων.

Σχέδια ξυλοτύπων & Αυτόματη δημιουργία τομών

Η επεξεργασία των σχεδίων είναι μια εύκολη διαδικασία χάρη στα διάφορα χρώματα, τύπους & πυκνότητες γραμμών και γραμμοσκιάσεων που μπορούν να εκχωρηθούν σε κάθε οντότητα (πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα).

Μπορούν να προστεθούν διαστάσεις, οι οποίες υπολογίζονται αυτόματα. Λεζάντες, σύμβολα, λογότυπα και υψόμετρα μπορούν εύκολα να εισαχθούν και να τροποποιηθούν.

Τα σχέδια των τομών της κατασκευής μπορούν να δημιουργηθούν αυτόματα με το Fespa και να τροποποιηθούν περαιτέρω από το μελετητή με τη βοήθεια των σχετικών εντολών του εργαλείου «Τομή».

Αναπτύγματα δοκών

Μετά την επίλυση, επιλέγοντας την επιθυμητή δοκό, πατώντας την εντολή «Αναπτύγματα οπλισμών δοκών» δημιουργείται αυτόματα ένα αρχείο με το αντίστοιχο ανάπτυγμα της δοκού. Τα αναπτύγματα δοκών περιλαμβάνουν διαμέτρους των διαμήκων ράβδων, διαμέτρους συνδετήρων, τομές των δοκών, τοιχώματα και υποστυλώματα.

Τροποποίηση των σιδέρων λεπτομερειών δοκού μπορεί να γίνει με τις εντολές

του εργαλείου «Σίδηρο λεπτομερειών δοκού».

Με την εντολή «Αναπτύγματα οπλισμών όλων των δοκών του ορόφου» δημιουργείται ξεχωριστό αρχείο, στο οποίο περιέχονται οι διαμήκεις τομές όλων των δοκών του ορόφου με τους οπλισμούς τους σε ανάπτυγμα. Υπάρχει η δυνατότητα στοίχισης των επιμέρους αναπτυγμάτων και καθορισμού των μεταξύ τους αποστάσεων για διευκόλυνση της εκτύπωσής τους σε διαφορετικά μεγέθη χαρτιού.

Στο ανάπτυγμα της δοκού περιλαμβάνονται εγκάρσιες τομές όπου παρουσιάζεται η θέση και το πλήθος των ράβδων, δείκτες ράβδων στις διαμήκεις τομές, περασιές καννάβων κλπ.

Προσθήκη νέων παραμέτρων σχετικών με την εμφάνιση των αναπτυγμάτων (δυνατότητα επιλογής εμφάνισης ή όχι αναπτυγμάτων ράβδων οπλισμού, συντελεστής κλιμάκωσης διατομής δοκού, κτλ.).

Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων

Μετά την επίλυση, μπορεί να παραχθεί από το Fespa ένα ξεχωριστό αρχείο το οποίο περιλαμβάνει τις διατομές όλων των υποστυλωμάτων με τον διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό τους.

Προσφέρεται στο μελετητή η δυνατότητα τροποποίησης των λεπτομερειών (αλλαγή διαμέτρου ράβδων, τύπου συνδετήρα, κτλ), αποθήκευσής τους στο δίσκο και σχεδιάσής τους.

Η τροποποίηση του διαμήκων ράβδων και των συνδετήρων των διατομών των υποστυλωμάτων πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας τα εργαλεία «Ράβδοι οπλισμού» και «Συνδετήρας διατομής» του Fespa.

3.2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Υλικά (κατηγορίες – αντοχές) :

- Σκυρόδεμα C25/30
- Χάλυβας οπλισμού B500C
- Κατηγορία έκθεσης [XC3]
- Δομικός χάλυβας S235
- Δομική ξυλεία C24

Μόνιμα φορτία :

- Ειδικό βάρος σκυροδέματος 25.0 kN/m³
- Ειδικό βάρος χάλυβα 78.5 kN/m³
- Δομικής πλινθοδομής 2.1 kN/m²
- Μπατικής πλινθοδομής 3.6 kN/m²
- Επικάλυψη πλακών γενικά 1.2 kN/m²
- Επικάλυψη κλιμάκων 2.5 kN/m²
- Επικάλυψη δώματος/Στέγης 2.0 kN/m²
- Ειδικό βάρος γαιών 20.0 kN/m³
- Ειδικό βάρος Δομικής Ξυλείας 3.5 kN/m³

Μεταβλητά φορτία :

- Δάπεδα κατοικιών-γραφείων 2.0 kN/m²
- Δάπεδα και κλιμάκ. καταστημάτων 5.0 kN/m²
- Κλιμάκων κατοικίας-γραφείων 3.5 kN/m²
- Δάπεδα εξωστών 5.0 kN/m²
- Δάπεδα χώρων στάθμευσης 5.0 kN/m²
- Δώμα / Στέγη (μη βατή) 0.5 kN/m²

Συντελεστές ασφαλείας φορτίων-υλικών :

- Μόνιμα φορτία $\gamma_G=1,35$
- Μεταβλητά φορτία $\gamma_Q=1,50$
- Σκυροδέματος $\gamma_C=1,50$
- Συντελεστής θλιπτικής αντοχής $a_{cc}=0,85$

- Χάλυβα οπλισμού $\gamma_S=1,15$
- Δομικός χάλυβας $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$ $\gamma_{M2}=1,25$
- Συντ. υπεραντοχής δομικού χάλυβα $\gamma_{ov}=1,25$
- Δομική Ξυλεία $\gamma_M=1.50$
- Συνδυασμοί EC0 (6.10a)+(6.10b) $\xi= 0,85$

Έδαφος :

- Μέθοδος υπολογισμού Απλοποιημένη μεθ.
- Δείκτης εδάφους $K_v=30000,00$ kN/m³
- Επιτρεπόμενη τάση σεπ=170,00 kN/m²
- Γωνία τριβής στη βάση θεμελίου $\delta=30,00[^\circ]$
- Συντελεστές ασφαλείας (Ολίσθηση) Στατικά $\gamma_{Rh}=1.10$ & Σεισμικά $\gamma_{Rh}=1.00$
- Συντελεστές ασφαλείας (Φέρουσα Ικανότητα) Στατικά $\gamma_{Rv}=1.40$ & Σεισμικά $\gamma_{Rv}=1.00$

Στοιχεία αντισεισμικού σχεδιασμού :

- Εθνικό προσάρτημα GR(Ελλάς)
- Κατηγορία πλαστιμότητας ΚΠΜ
- Σεισμική ζώνη Z2 $ag_R = 0,240$ $aVg_R = 0,216$
- Σπουδαιότητα II $\gamma_I = 1,00$
- Κατακόρυφη συνιστώσα ΟΧΙ
- Τύπος φάσματος Σχεδιασμού 1
- Εδαφικός τύπος B S = 1,20
- Ιδιοπερίοδοι φάσματος $T_B=0,15$ $T_C=0,50$ $T_D=2,50$
- Συντ. απόσβεσης $\xi=5,00\%$
- Συντελεστής τοπογραφίας ST = 1,00

Συντελεστής συμπεριφοράς :

- Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζ. $q_X=1,60$ $q_Z=1,60$
- Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα $q_V=1,50$
- Στατικό σύστημα: (Διεύθυνση X) : ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ
- Στατικό σύστημα: (Διεύθυνση Z) : ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

- Κανονικότητα σε κάτοψη –
- Κανονικότητα καθ' ύψος X: OXI Z: OXI
- Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς $q_{oX}=1,60$ $q_{oZ}=1,60$
- Λόγος υπεραντοχής $a_u/a_{1_x}=1,00$ $a_u/a_{1_z}=1,00$
- Συντελεστής τοιχωμάτων $K_w_X=1,00$ $K_w_Z=1,00$
- Αντισεισμική Ανάλυση Δυναμική με Μ.Μαζών
- Ανάλυση pushover OXI
- Συντ. μείωσης μετακινήσεων Ο.Κ.Π.Β. $\nu=0,50$
- Ικανοτικός σχεδιασμός σε κάμψη X: OXI Z: OXI

Πρότυπα κ' Εθνικά προσαρτήματα (ΕΛΟΤ) :

- Βάσεις σχεδιασμού EN1990 2002
- Δράσεις στους φορείς EN1991-1 2002
- Κανονισμός Σκυροδέματος EN1992-1 2004
- Κανονισμός κατασκευών από Χάλυβα EN1993-1 2006
- Κανονισμός κατασκευών από τοιχοποιία EN1996-1 2006
- Γεωτεχνικός Σχεδιασμός EN1997-1 2004
- Αντισεισμικός Κανονισμός EN1998-1,5 2004
- Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση EN1998-3 2005, ΚΑΝ.ΕΠΕ ΦΕΚ2187/Β/5/9/13

Προβλέψεις :

- Καθ' Ύψος ΜΗΔΕΝ(0)
- Κατ' Επέκταση 0

Πίνακας 2. Πίνακας φορτίσεων.

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q
Φ3	Κινητά Α'	QA
Φ4	Κινητά Β'	QB
Φ5	Κινητά C'	QC
Φ6	Κινητά D'	QD
Φ7	Κινητά E'	QE
Φ8	[G+ψ2xQ]	[G+ψ2xQ]

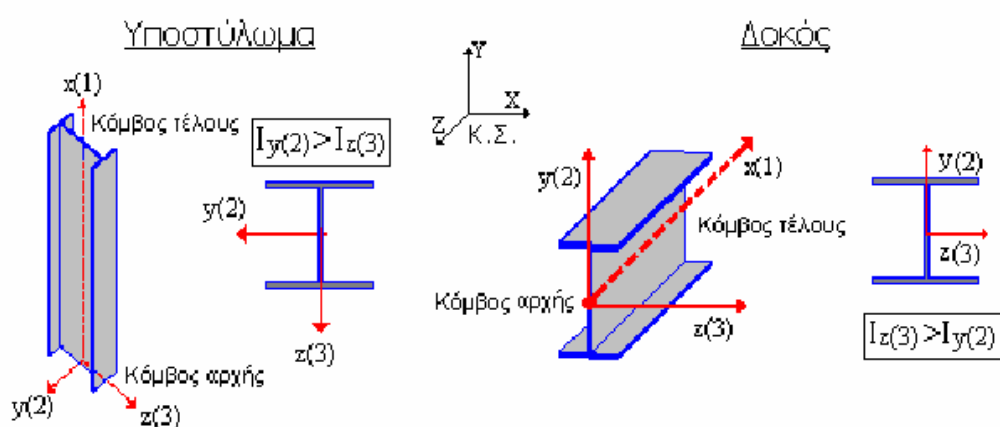
Πίνακας 3. Συνδυασμοί δράσεων Α/Α	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΕ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΡΥΓΜΑΤΩΣΗΣ	ΠΕΡΙΟΡΙΣΜ ΟΣ ΤΑΣΕΩΝ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ
ΣΦ1	1.35G+1.05Q	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ2	1.35G+1.05QA	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ3	1.35G+1.05QB	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ4	1.35G+1.05QC	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ5	1.35G+1.05QD	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ6	1.35G+1.05QE	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ7	1.15G+1.50Q	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ8	1.15G+1.50QA	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ9	1.15G+1.50QB	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ10	1.15G+1.50QC	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ11	1.15G+1.50QD	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ12	1.15G+1.50QE	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ
ΣΦ13	1.00G+1.00Q	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ
ΣΦ14	1.00[G+ψ2xQ]	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ	ΟΧΙ	ΝΑΙ

Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων

Μετά την επίλυση, μπορεί να παραχθεί από το Fespa ένα ξεχωριστό αρχείο το οποίο περιλαμβάνει τις διατομές όλων των υποστυλωμάτων με τον διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό τους.

Μέθοδοι Υπολογισμού, Γενικές Αρχές

1. Άξονες



Σχήμα 1. Άξονες υπολογισμού.

2. Προσομοίωση Δυσκαμψίας Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης.

Οι καμπτικές δυσκαμψίες των στοιχείων λαμβάνονται σύμφωνα με την §4.3.1(7) του EC8-1, δηλαδή ίσες με το 1/2 της δυσκαμψίας της μη ρηγματωμένης διατομής.

Η στρεπτική δυσκαμψία των μελών λαμβάνεται ίση με το 1/10 της αντίστοιχης τιμής. Τα στοιχεία δυσκαμψίας των μελών αναγράφονται στο κεφάλαιο «Στοιχεία - Δεδομένα κτιρίου» στους πίνακες 401.1, 402.1 για τις δοκούς και 201.1, 202.1 για τα κατακόρυφα μέλη.

3. Προσομοίωση Μαζών

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν σε παγιωμένους βαθμούς ελευθερίας

4. Ελευθερίες Κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν σε ελαστική θεμελίωση θεωρούνται εν γένει οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

5. Επιλύσεις Προσομοιώματος

Οι επιλύσεις έγιναν με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

6. Σεισμική ανάλυση

a. Δυναμική Ανάλυση του Δομήματος, Πλήθος Ιδιομορφών

Το δόμημα επιλύεται με την δυναμική φασματική μέθοδο σύμφωνα με την §4.3.3.3.1 του EC8-1 Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται έχει επιλεγεί ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της §4.3.3.3.1(3) του EC8-1, όπως λεπτομερώς αναφέρεται στον πίνακα «Αποτελέσματα Επίλυσης - Πίνακας μαζών ανά Ιδιομορφή» της παρούσας μελέτης.

b. Μέθοδος ανάλυσης Οριζόντιας φόρτισης - (Απλοποιημένη Φασματική ανάλυση)

Η σεισμική ανάλυση της κατασκευής συνίσταται στην εφαρμογή οριζόντιας στατικής φόρτισης σύμφωνα με την §4.3.3.2 του EC8-1. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης T_1 στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις υπολογίζεται βάσει της μεθοδολογίας της §4.3.3.2.2(3)-(4). Σε δομήματα με τρεις ή περισσότερους ορόφους και $T_1 \leq 2 \cdot T_c$ η σεισμική δύναμη λαμβάνεται μειωμένη κατά 15%. Βλ. EC8-1 §4.3.3.2.2(1)A

7. Κατακόρυφη Σεισμική Διέγερση, Πρόβολοι - Φυτευτά υποστυλώματα

Εφόσον συντρέχουν οι συνθήκες της §4.3.3.5.2(1) του EC8-1, λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα. Στην περίπτωση φυτευτών υποστυλωμάτων, μεγάλου μήκους δοκών ή δοκών - προβόλων ακολουθείται η ακριβής διαδικασία της φασματικής και χωρικής επαλληλίας. Ενώ κατά τον υπολογισμό των πλακών - προβόλων, η συνεισφορά της κατακόρυφης συνιστώσας λαμβάνεται υπόψη με εφαρμογή ισοδύναμης στατικής φόρτισης. Λεπτομέρειες αναγράφονται στο κεφάλαιο

«Αποτελέσματα Επίλυσης - Φασματικές επιταχύνσεις» της παρούσας μελέτης.

- Κανονικότητα Δομήματος

1. Κανονικότητα σε κάτοψη

Ελέγχονται τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη της §4.2.3.2(6) του EC8-1. Στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» της παρούσης παρουσιάζονται για κάθε επίπεδο και σεισμική διεύθυνση, ο έλεγχος περιορισμού της στατικής εκκεντρότητας (4.1α) $e_0 < 0.3 \cdot r$ και ο έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας (4.1β) $r > 1s$.

Εφόσον δεν πληρούνται τα παραπάνω κριτήρια ή τα γεωμετρικά της §4.2.3.2(2)-(5) του EC8-1, τότε το δόμημα θεωρείται μη κανονικό σε κάτοψη και εφόσον ο λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 δεν καθορίζεται από μη-γραμμική στατική ανάλυση, τότε σύμφωνα με την §5.2.2.2(6) ή §6.3.2(4) οι προσεγγιστικές τιμές a_u/a_1 της §5.2.2.2(5) ή §6.3.1(5) απομειώνονται στον μέσο όρο αυτών και του 1.00.

2. Στρεπτική δυσκαμψία

Ειδικά στην περίπτωση που δεν πληρούται η ανίσωση (4.1β) σε κάποιο επίπεδο ή σε κάποια σεισμική διεύθυνση, τότε σύμφωνα με την EC8-1 §5.2.2.1(6) το δόμημα θεωρείται στρεπτικά εύκαμπτο.

3. Κανονικότητα καθ' ύψος

Εφόσον το δόμημα προκύπτει μη κανονικό καθ' ύψος βάσει των κριτηρίων της §4.2.3.3 του EC8-1, τότε η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q λαμβάνεται μειωμένη κατά 20%, όπως αναφέρεται στην §5.2.2.2(3) ή §6.3.2(2) του EC8-1.

Βάσει της EC8-1 §4.3.6.3.2 σε πλαισιακά συστήματα ΚΠΥ από σκυρόδεμα ή χάλυβα εάν υπάρχει δραστηκή μείωση τοιχοπληρώσεων σε κάποιον όροφο συγκριτικά με τον υπερκείμενο (π.χ. πιλοτή), τότε τα σεισμικά εντατικά μεγέθη των υποστρωμάτων και των τοιχωμάτων του ορόφου αυτού μεγεθύνονται με το συντελεστή :

$$\eta = 1 + (\Delta V_{Rw} / \Delta V_{Ed}) \leq q$$

όπου ΔV_{Ed} η σεισμική τέμνουσα του ορόφου και ΔV_{Rw} η μείωση της αντοχής των τοιχοπληρώσεων σχετικά με τον υπερκείμενο όροφο.

Οι συντελεστές προσαύξησης εντατικών μεγεθών η - παρουσιάζονται για κάθε όροφο και διεύθυνση σεισμικής δράσης στο κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος» της παρούσης. Τα σεισμικά «Εντατικά μεγέθη» όπως εμφανίζονται στον ομώνυμο πίνακα της παρούσης, ενσωματώνουν τον πολλαπλασιαστή η -

- Τυχηματικές Στρεπτικές επιδράσεις

1. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΩΝ

Το Κέντρο Μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατεθειμένο κατά την τυχηματική εκκεντρότητα $e_{ai}=0.05 \cdot L_i$, όπου L_i η κάθετη προς την εξεταζόμενη σεισμική διεύθυνση διάσταση του κτιρίου. Με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερεις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση, EC8-1 §4.3.2

2. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΖΕΥΓΗ / ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις καθορίζονται ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών εναλασσόμενων ομόσημων στρεπτικών ζευγών ίσων με $e_{ai} \cdot F_i$, όπου F_i είναι το οριζόντιο φορτίο του ορόφου i , όπως αυτό προκύπτει από κατανομή καθ' ύψος της τέμνουσας βάσης σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.2.3.

Σε πλαίσιακά συστήματα ΚΠΥ, όπου οι τοιχοπληρώσεις δεν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη, η μη κανονικότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη με διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας e_{ai} . EC8-1 §4.3.6.3.1

Οι τιμές της τυχηματικής εκκεντρότητας, που υιοθετούνται στην ανάλυση αναγράφονται ανά όροφο και διεύθυνση σεισμικής δράσης στο Κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος» - «Συνοπτικά δεδομένα μελέτης».

• Οριακή Κατάσταση αστοχίας

Επιρροές 2ας Τάξεως P-Δ - Δείκτες Σχετικής Μεταθετότητας θ Υπολογίζονται και παρουσιάζονται με μορφή πίνακα στο Κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος - Φαινόμενα 2ας τάξης» οι δείκτες σχετικής μεταθετότητας του δομήματος θ ανά όροφο και για κάθε εξεταζόμενη σεισμική διεύθυνση.

$$\Theta = (P_{tot} \cdot d_r / V_{tot} \cdot h) \leq 0,10$$

Για τιμές του $\theta > 0.1$ γίνεται επαύξηση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης σύμφωνα με την EC8-1 §4.4.2.2(3), ενώ το θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.30 σε καμία περίπτωση. Η σεισμική συνιστώσα των εντατικών μεγεθών, που εμφανίζονται στους πίνακες της παρούσης, είναι επαυξημένη λόγω φαινομένων P-Δ

2. Εξασφάλιση γενικής και τοπικής πλαστιμότητας

- a. Σχετικά με την «Αποφυγή σχηματισμού πλαστικού μηχανισμού μαλακού ορόφου» EC8-1 §4.4.2.3(3) βλ. τη σχετική παράγραφο στα

Υποστυλώματα «Ικανοτικός έλεγχος κόμβων»

- b. Σχετικά με την «Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας» EC8-1 §4.4.2.3(7) βλ. παραγράφους της παρούσης περί Ικανοτικής Τέμνουσας
- c. Σχετικά με την «Αντοχή των θεμελιώσεων» EC8-1 §4.4.2.6 βλ. σχετική ανάλυση της παρούσης περί θεμελιώσεων.

3. Μέγεθος Σεισμικού Αρμού

Ο σεισμικός αρμός εκτιμάται σύμφωνα με την EC8-1 §4.4.2.7 από το μέγεθος $ds=q*de$. Το μέγεθος de υπολογίζεται βάσει της EC8-1 §4.3.4 και αντιστοιχεί στην μέγιστη μετακίνηση σε κάθε επίπεδο, όπως προσδιορίζεται από γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα σχεδιασμού, ενώ στην διαμόρφωσή της τιμής της έχουν ληφθεί υπόψη και οι στρεπτικές επιδράσεις της σεισμικής δράσης.

Ο σεισμικός αρμός αναγράφεται για κάθε επίπεδο και διεύθυνση σεισμικής δράσης στον σχετικό πίνακα των «Γενικών ελέγχων δομήματος». Η ελάχιστη απόσταση της κατασκευής από τη γραμμή ιδιοκτησίας προκύπτει βάσει του μεγέθους του σεισμικού αρμού συνεκτιμώντας και τις προβλέψεις των EC8-1 §4.4.2.7(2)-(3)

- Έλεγχοι Οριακής Κατάστασης Περιορισμού Βλαβών (Ο.Κ.Π.Β.) Οργανισμού πλήρωσης Η μέση γωνιακή παραμόρφωση dr/h του ορόφου παρουσιάζεται στον σχετικό πίνακα των «Γενικών ελέγχων δομήματος» για κάθε σεισμική διεύθυνση και ελέγχεται με τα όρια της §4.4.3.2(1) (α),(β) ή (γ) του EC8-1 ανάλογα με τον τύπο των μη φερόντων στοιχείων.

Η τιμή της μέσης σχετικής μετακίνησης dr υπολογίζεται βάσει της EC8-1 §4.4.2.2(2), ενώ η αναγραφόμενη τιμή dr/h είναι πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή ν (βλ. EC8-1 §4.4.2.2(2))

- Συντελεστής συμπεριφοράς q

1. Οπλισμένο σκυρόδεμα

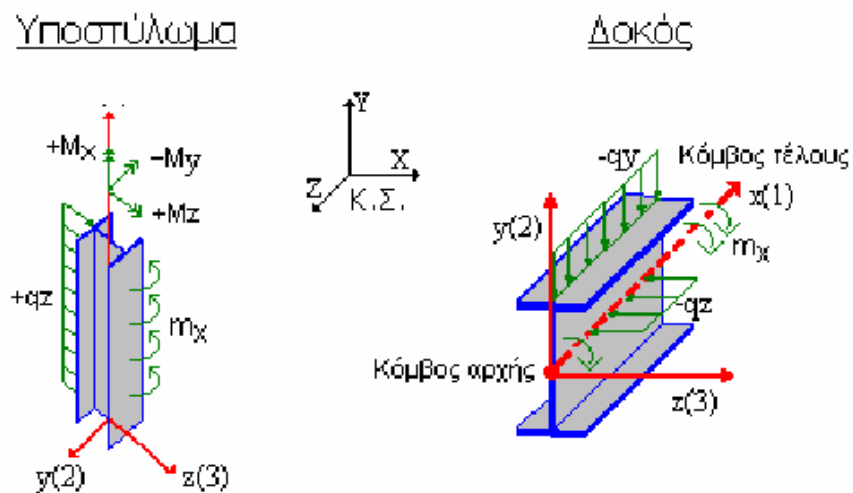
Η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 διαμορφώνεται βάσει της EC8-1 §5.2.2 λαμβάνοντας υπόψη την Κατηγορία Πλαστιμότητας, την δυστρεψία του δομήματος [EC8-1 §5.2.2.1(4)A-(6)], το στατικό σύστημα, το οποίο καθορίζεται από το ποσοστό τέμνουσας δύναμης η_n που αναλαμβάνουν τα πλάστιμα τοιχώματα [EC8-1 §5.1.2], και την κανονικότητα καθ' ύψος [EC8-1 §5.2.2.2(3)].

2. Δομικός χάλυβας

Η τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q διαμορφώνεται βάσει της EC8-1 §6.3.2 λαμβάνοντας υπόψη την Κατηγορία Πλαστιμότητας, τον στατικό τύπο και την κανονικότητα καθ' ύψος [EC8-1 §6.3.2(2)].

Ο λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 μπορεί να ελέγχεται από μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover), διαφορετικά λαμβάνονται κατά περίπτωση οι τιμές της EC8-1 §5.2.2.2(2)-(5) ή EC8-1 §6.3.1(5) λαμβάνοντας υπόψη την κανονικότητα σε κάτοψη του δομήματος [EC8-1 §5.2.2.2(6) ή §6.3.2(4)]

• Ανάλυση του Δομήματος



Σχήμα 2. Ανάλυση δομήματος.

Γίνεται επίλυση του χωρικού προσομοιώματος για τις εξής φορτίσεις:

Φ1 Στατική Φόρτιση = Μόνιμες δράσεις - ΦΟΡΤΙΣΗ G

Φ2 Στατική Φόρτιση = Μεταβλητές δράσεις - ΦΟΡΤΙΣΗ Q

Φ3 Στατική Φόρτιση = Δυσμενής μεταβλητή δράση A - QA (εάν υπάρχει)

Φ4 Στατική Φόρτιση = Δυσμενής μεταβλητή δράση B - QB (εάν υπάρχει)

Φ5 Στατική Φόρτιση = Δυσμενής μεταβλητή δράση C - QC (εάν υπάρχει)

Φ6 Στατική Φόρτιση = Δυσμενής μεταβλητή δράση D - QD (εάν υπάρχει)

Φ7 Στατική Φόρτιση = Δυσμενής μεταβλητή δράση E - QE (εάν υπάρχει)

Φ8 Στατική Φόρτιση = Οιονεί μόνιμα φορτία $G + \psi_2 \cdot Q$

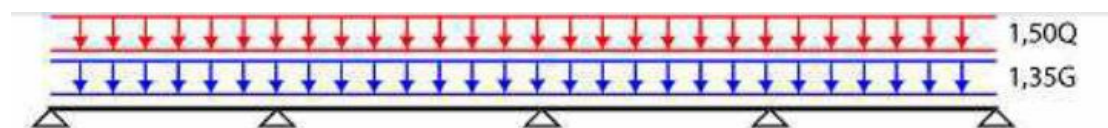
Ακολουθούν οι λοιπές φορτίσεις όπως περιγράφονται στους πίνακες 808, 809, 815

- Φ9 1η Λοιπή φόρτιση
- Φ10 2η Λοιπή φόρτιση
- Φ11 κλπ...

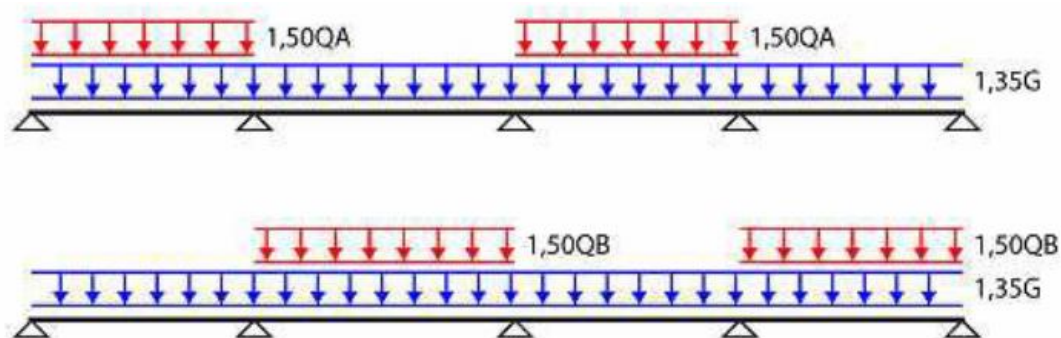
Σημείωση:

Οι φορτίσεις QA, QB παράγονται από την εναλλάξ φόρτιση ανοιγμάτων με το μεταβλητό φορτίο σχεδιασμού βάσει της EC2-1-1 §5.1.3(1)A(a) ή EC3-1-1 παράρτ. AB.2(1)B(α), ώστε να προκύψει η κρίσιμη εντατική κατάσταση για το άνοιγμα (θετικές ροπές) της δοκού.

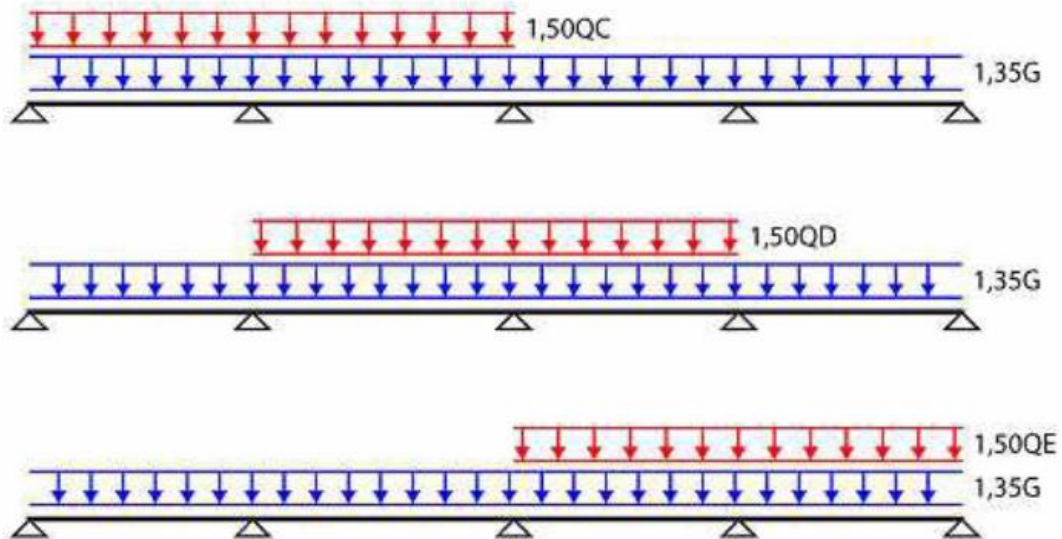
Οι φορτίσεις QC, QD, QE παράγονται από την εναλλάξ φόρτιση δύο συνεχόμενων ανοιγμάτων με το μεταβλητό φορτίο σχεδιασμού βάσει της EC2-1-1 §5.1.3(1)A(a) ή EC3-1-1 παράρτ. AB.2(1)B(α), ώστε να προκύψει η κρίσιμη εντατική κατάσταση στην στήριξη (αρνητικές ροπές) της δοκού.



Σχήμα 3. Όλα τα ανοίγματα.



Σχήμα 4. Εναλλασσόμενα ανοίγματα.



Σχήμα 5. Γειτονικά ανοίγματα.

2. Ατέλειες φορέα σε κατασκευές από δομικό χάλυβα

Σύμφωνα με EC3-1-1, §5.3, η επιρροή των ατελειών λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό των φορέων με την παραδοχή ισοδύναμων γεωμετρικών ατελειών με τη μορφή αρχικών κλίσεων Φ . Οι ατέλειες του φορέα λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση ως επιπλέον δράσεις και ισοδυναμούν με αρχική πλευρική μετατόπιση. Οι αρχικές ατέλειες πλευρικής μετατόπισης υπολογίζονται για κάθε κατεύθυνση (0,90, 180, 270 μοίρες), δεν συνδυάζονται μεταξύ τους, αλλά εφαρμόζονται ομόφορα με άλλες οριζόντιες φορτίσεις (π.χ. άνεμος) ώστε να δυσμενοποιείται το τελικό αποτέλεσμα.

3. Συνδυασμοί Φορτίσεων για διαστασιολόγηση ΟΚΑ και ΟΚΛ

Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

ΣΦ : θεμελιώδεις συνδυασμοί Δράσεων: [EC0 §6.4.3.2]

Ελέγχεται:

είτε ο συνδυασμός EC0 (6.10)

$$\gamma G * G + \gamma Q1 * Q1 + \Sigma(\gamma Qi * \psi \theta i * Qi) \dots i > 1$$

είτε οι συνδυασμοί EC0 (6.10α) και (6.10β)

$$\gamma G * G + \Sigma(\gamma Qi * \psi \theta i * Qi) \dots i \geq 1 \text{ (6.10α)}$$

$$\xi * \gamma G * G + \gamma Q1 * Q1 + \Sigma(\gamma Qi * \psi \theta i * Qi) \dots i > 1 \text{ (6.10β)}$$

(όπου στον συνδυασμό (6.10β) η επίδραση των δυσμενών μονίμων δράσεων G λαμβάνεται απομειωμένη)

Εάν εξετάζονται δυσμενείς μεταβλητές δράσεις, ως Q1 ορίζονται διαδοχικά οι φορτίσεις Q, QA και QB (1-3 συνδυασμοί)

Η επιλογή μεταξύ των εναλλακτικών συνδυασμών (6.10) και (6.10α)-(6.10β) καθώς και η τιμή του μειωτικού συντελεστή ξ παρουσιάζονται στις «Παραδοχές μελέτης»

Οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων γ_g και $\gamma_q \cdot \psi$ κάθε στατικής φόρτισης φαίνονται στα «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» πίνακας 816

ΣΣ : Σεισμικοί συνδυασμοί: $G + E_j + \psi_2 * Q$ [EC0 §6.4.3.4]

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης καθορίζονται συνυπολογίζοντας τη μάζα, που συνδέεται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό $G + \psi_2 * \varphi * Q$ (EC8-1 §3.2.4 - §4.2.4)

Οι επιμέρους τιμές των ψ_2 και φ αναγράφονται ανά όροφο στο Κεφάλαιο «Δεδομένα Κτιρίου», Στοιχεία Ορόφων.

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΩΝ

Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + E_j + \psi_2 * Q$

ΣΣ:+x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0° = (μετακίνηση μάζας κατά + X)

ΣΣ:+x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90° = (μετακίνηση μάζας κατά + X)

ΣΣ:+z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0° = (μετακίνηση μάζας κατά + Z)

ΣΣ:+z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90° = (μετακίνηση μάζας κατά + Z)

ΣΣ:-x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0° = (μετακίνηση μάζας κατά - X)

ΣΣ:-x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90° = (μετακίνηση μάζας κατά - X)

ΣΣ:-z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0° = (μετακίνηση μάζας κατά - Z)

ΣΣ:-z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90° = (μετακίνηση μάζας κατά - Z)

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΖΕΥΓΗ

Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + E_j + \psi_2 * Q$

ΣΣ1 Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°

ΣΣ2 Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°

Η τελική τιμή της σεισμικής έντασης προκύπτει προσθαφαιρώντας κατάλληλα την περιβάλλουσα των τυχηματικών στρεπτικών επιδράσεων στα εντατικά μεγέθη της δυναμικής ανάλυσης ώστε να δυμενοποιείται το υπό εξέταση μέγεθος.

ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ή ανάλυση οριζόντιας φόρτισης)

Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + E_j + \psi_2 \cdot Q$

ΣΣ:+x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $0^\circ = (\text{εκκεντρότητα} + X)$

ΣΣ:+x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $90^\circ = (\text{εκκεντρότητα} + X)$

ΣΣ:+z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $0^\circ = (\text{εκκεντρότητα} + Z)$

ΣΣ:+z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $90^\circ = (\text{εκκεντρότητα} + Z)$

ΣΣ:-x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $0^\circ = (\text{εκκεντρότητα} - X)$

ΣΣ:-x Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $90^\circ = (\text{εκκεντρότητα} - X)$

ΣΣ:-z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $0^\circ = (\text{εκκεντρότητα} - Z)$

ΣΣ:-z Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης $90^\circ = (\text{εκκεντρότητα} - Z)$

Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

ΣΦ: Χαρακτηριστικός συνδυασμός: $G + Q_1 + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_i)$ [EC0 §6.5.3(2)α)]

Για έλεγχο επιτρεπόμενων τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός: $G + \psi_{2i} \cdot Q_i$ - [EC §6.5.3(2)γ]

Για έλεγχο ρηγματώσης και έλεγχο βέλους

4. Ιδιοπερίοδοι T - Φασματική απόκριση

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων T του δομήματος, των δεδομένων του φάσματος (σεισμική ζώνη, συντ. συμπεριφοράς, σπουδαιότητα, εδαφικός τύπος κλπ) καθώς και οι φασματικές επιταχύνσεις $S_d(T)$, όπως αυτές προκύπτουν βάσει της EC8-1 §3.2.2, αναγράφονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο «Αποτελέσματα Επίλυσης» - «Ανάλυση φασματικής απόκρισης» και «Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις».

ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΦΟΡΤΙΣΗ ΕΚΤΥΠΩΝΟΝΤΑΙ ΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ, Ο ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΙΑΜΗΚΗΣ και ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ και τελικά εφαρμόζονται τα μέγιστα λαμβάνοντας υπόψη και τις διατάξεις όπλισης των κανονισμών.

Διαστασιολογήση Δομικών Μελών

- Οπλισμένο σκυρόδεμα
- Κύριες (ή πρωτεύουσες) Δοκοί

1. Αντοχή σε Κάμψη

Για τη διαστασιολόγηση των δοκών σε κάμψη συνεκτιμάται και ο συνεργαζόμενος εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας. Βλ. EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.1.1 και ΚΠΥ-§5.5.3.1.1 Προσμετράται ο οπλισμός της πλάκας που βρίσκεται διατεταγμένος σε πλάτος b_{eff} , το οποίο λαμβάνεται σύμφωνα με το σχήμα 5.5 του EC8-1.

Εφαρμόζεται πάντα εντός του συνδετήρα ο βάσει κανονισμού ελάχιστος οπλισμός $\rho_{l,min}$ ή το 75% του απαιτούμενου εφελκόμενου οπλισμού.

2. Γραμμική ανάλυση με Περιορισμένη Ανακατανομή

Η καμπτική ένταση σχεδιασμού συνεχών δοκών στην ΟΚΑ προκύπτει από περιορισμένη ανακατανομή των ροπών κάμψης της ανάλυσης. Βλ. EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.2.1(1)Α ή ΚΠΥ §5.5.2.1(2)Α και EC2-1-1 §5.5.

Εξασφάλιση ισορροπίας των ανακατανεμημένων ροπών με τα εφαρμοζόμενα φορτία

- Στις στατικές φορτίσεις υποβιβάζονται οι αρνητικές ροπές στήριξης με ισόποση αύξηση των ροπών ανοίγματος
- Στις σεισμικές φορτίσεις και για κάθε διεύθυνση της οριζόντιας δράσης το άθροισμα των ροπών στηρίξεων κατά μήκος της δοκοσειράς πριν και μετά την ανακατανομή παραμένει σταθερό.
- - Οι ροπές σχεδιασμού των υποστυλωμάτων είναι οι μέγιστες που προκύπτουν από την ανάλυση και από την ισορροπία με τις ανακαταμενημένες ροπές των δοκών. Βλ. EC2-1-1 §5.3.2.2(3).

Το βάθος της θλιβόμενης ζώνης x_u μετά την ανακατανομή περιορίζεται ώστε να πληρούται η συνθήκη EC2-1-1 (5.10):

$$\delta > 0.44 + (1.25 * x_u) / d$$

όπου $\delta > 0,7$ το ποσοστό της ανακατανομής. Η ανακατανεμημένη ροπή σχεδιασμού, το ποσοστό ανακατανομής δ , καθώς και το βάθος της θλιβόμενης ζώνης x_u μετά την ανακατανομή παρουσιάζονται για κάθε θέση διαστασιολόγησης και κάθε φόρτιση στον σχετικό πίνακα της παρούσης. Επίσης για κάθε δοκοσειρά εκτυπώνονται και τα διαγράμματα περιβαλλουσών των ροπών πριν και μετά την ανακατανομή.

Επιπρόσθετα, πραγματοποιείται «Φόρτιση υποστυλωμάτων με τις ροπές ανακατανομής των δοκών», ώστε να εξασφαλίζεται η ισορροπία των πλαισίων. Βλ. EC2-1-1 §5.3.2.2(3) και την παράγραφο της παρούσης σχετικά με τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη.

3. Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας

Οι λεπτομέρειες όπλισης των κρίσιμων περιοχών κύριων δοκών διαμορφώνονται κατάλληλα ώστε να εξασφαλίζεται τοπική πλαστιμότητα [EC8-1ΚΠΜ-§5.4.3.1.2 και ΚΠΥ-§5.5.3.1.3], ειδικότερα:

- a. Σε όλο το μήκος της δοκού τοποθετείται ελάχιστος εφελκόμενος οπλισμός που δίδεται από την EC8-1 (5.12)
- b. Στη θλιβόμενη περιοχή τοποθετείται οπλισμός που υπερβαίνει το μισό του εφαρμοζόμενου εφελκόμενου, πλέον του απαιτούμενου θλιβόμενου στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- c. Ο τοποθετούμενος οπλισμός ρ' στη θλιβόμενη ζώνη διαμορφώνεται ώστε να καλύπτεται η απαίτηση μη υπέρβασης του μέγιστου εφελκόμενου οπλισμού που δίδεται στην EC8-1 (5.11) $\rho_{max} = \rho' + 0.0018 * (f_{cd} / \mu\phi * \epsilon_{syd} *) f_{yd}$
- d. Το μέγιστο βήμα των συνδετήρων s στις κρίσιμες περιοχές δεν υπερβαίνει το όριο που δίδεται στις EC8-1 ΚΠΜ (5.13) & ΚΠΥ (5.29)

4. Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας - Τέμνουσα σχεδιασμού

Η αντοχή σε διάτμηση ελέγχεται με την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τις ΚΠΜ-§5.4.2.2 και ΚΠΥ-§5.5.2.1 από τις ροπές αντοχής MR_b στα άκρα της δοκού, ενώ στον υπολογισμό της MR_b συνεισφέρει και ο συνεργαζόμενος εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας.

Στις δοκούς στη Υψηλή Κ.Π. τοποθετείται δισδιαγώνιος οπλισμός εάν απαιτείται βάσει της EC8-1 §5.5.3.1.2(3). Ο οπλισμός αυτός περιγράφεται στους «Οπλισμούς διάτμησης» της παρούσης.

5. Αγκύρωση ράβδων - Αποφυγή αστοχίας συνάφειας

Για την αποφυγή αστοχίας συνάφειας των ράβδων που διέρχονται μέσω κόμβου δοκού - υποστυλώματος η διάμετρος τους d_{bl} περιορίζεται ώστε να πληρούνται οι εκφράσεις EC8-1 (5.50a) και (5.50b) αντίστοιχα για εσωτερικό και εξωτερικό κόμβο. EC8-1 §5.6.2.2(2)A

a. εσωτερικός κόμβος (5.50a)

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

b. εξωτερικός κόμβος (5.50b)

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

Στο σχετικό πίνακα του παρόντος παρουσιάζονται συγκεντρωτικά κατά μήκος της δοκοσειράς και για κάθε κόμβο η μέγιστη επιτρεπόμενη διάμετρος $d_{bl,max}$ για τη δεδομένη διάσταση h_c και ανηγμένη αξονική δύναμη v_d του υποστυλώματος.

• Κύρια (ή πρωτεύοντα) Υποστυλώματα

1. Αποφυγή σχηματισμού μαλακού ορόφου - Ικανοτικός σχεδιασμός σε κάμψη

Πραγματοποιείται Ικανοτικός έλεγχος κόμβων σε κτίρια με τρεις ή περισσότερους ορόφους και στις διευθύνσεις που χαρακτηρίζονται ως πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά. Σε διάφορα κτίρια γίνεται ικανοτικός έλεγχος κόμβων στην περίπτωση που το μέγιστο ανηγμένο θλιπτικό αξονικό φορτίο v_d των υποστυλωμάτων του ισογείου υπερβαίνει το 0.30. Βλ. EC8-1 §4.4.2.3, ενώ για την κατάταξη των στατικών συστημάτων βλ. EC8-1 §5.2.2.1(4)A - (6)

a. Τα κριτήρια εφαρμογής του ικανοτικού σχεδιασμού σε κάμψη των §4.4.2.3(4) και §5.2.3.3(2)(β) και συγκεκριμένα, ο λόγος η_n της τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα ως προς την συνολική, καθώς και η μέγιστη ανηγμένη αξονική δύναμη των κατακόρυφων μελών v_d του ορόφου βάσης παρουσιάζονται στο κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος» της παρούσης.

b. Σε κάθε κόμβο, για κάθε διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης υπολογίζονται τα αθροίσματα των ροπών υπεραντοχής των δοκών $1,3 \cdot \Sigma MR_b$ και διανέμονται στα συντρέχοντα υποστυλώματα.

Η ροπή αντοχής της δοκού MR_b διαμορφώνεται συνυπολογίζοντας και τον συνεργαζόμενο εφελκυσμένο οπλισμό της πλάκας. Βλέπε EC8-1 §5.2.3.3(3) και την παράγραφο «Αντοχή σε Κάμψη δοκών» της παρούσης. Η ικανοτική ροπή σε

συνδυασμό με την ταυτόχρονη αξονική και την εγκάρσια καμπτική ένταση αποτελούν την ένταση σχεδιασμού του υποστυλώματος. Στον σχετικό πίνακα της παρούσης παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα της διανομής των ροπών υπεραντοχής των δοκών 1.3*ΣMRb στα υποστυλώματα και στις διευθύνσεις που ορίζονται από τους τοπικούς άξονες των υποστυλωμάτων. Επιπλέον, στον ίδιο πίνακα δίδεται πληροφοριακά και ο μεγεθυντικός συντελεστής της ροπής σχεδιασμού α_{cd} , όπως αυτός προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία. Επιπρόσθετα, πραγματοποιείται «Φόρτιση υποστυλωμάτων με τις ροπές ανακατανομής των δοκών», ώστε να εξασφαλίζεται η ισορροπία των πλαισίων. Βλ. EC2-1-1 §5.3.2.2(3).

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον ομώνυμο πίνακα με την έννοια της επαύξησης των ροπών σχεδιασμού των υποστυλωμάτων. Βλ. και τη σχετική με την «Ανακατανομή ροπών δοκών» παράγραφο της παρούσης.

2. Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας

Για την εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας, στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων:

- a. Υπολογίζεται και τοποθετείται (όταν απαιτείται) ο αναγκαίος οπλισμός περίσφιγξης σύμφωνα με την EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.2.2 ή την ΚΠΥ-§5.5.3.2.2. Το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης αναγράφεται μαζί με τις άλλες λεπτομέρειες του υπολογισμού των υποστυλωμάτων των ορόφων, στον πίνακα «Οπλισμοί Διάτμησης».
- b. Το μέγιστο βήμα των συνδετήρων s δεν υπερβαίνει το όριο που δίδεται στις EC8-1 ΚΠΜ (5.18) ή ΚΠΥ (5.32)
- c. Η απόσταση b_i των εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων δεν υπερβαίνει τα όρια των EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.2.2(11)β ή ΚΠΥ-§5.5.3.2.2(12)γ

3. Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας - Τέμνουσα σχεδιασμού

Η αντοχή σε διάτμηση ελέγχεται με την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με ΚΠΜ-§5.4.2.3 και ΚΠΥ-§5.5.2.23, από τις ροπές αντοχής MRb στα άκρα του μέλους. Σε πλαισιακά συστήματα ΚΠΥ, τα υποστυλώματα εξασφαλίζονται έναντι των τοπικών επιδράσεων, που οφείλονται στην αλληλεπίδραση πλαισίου - τοιχοπληρώσεων. Βλ. EC8-1 §4.3.6.1(1)A - §4.3.6.2(4)A. Συγκεκριμένα, ο ικανοτικός σχεδιασμός έναντι τέμνουσας όπως περιγράφεται στην EC8-1 §5.5.2.2

πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τις σχετικές προβλέψεις της EC8-1 §5.9 για τοιχοπληρώσεις που είτε διακόπτονται καθ' ύψος, είτε είναι μονόπλευρες.

4. Κοντά υποστυλώματα

° Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας

Διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας των θέσει Κοντών υποστυλωμάτων. Σε πλαίσιακα συστήματα ΚΠΥ και σε θέσεις όπου η τοιχοπληρώσεις διακόπτονται καθ' ύψος του υποστυλώματος, καθιστώντας το θέσει κοντό υποστυλώμα, η εξασφάλιση του μέλους έναντι ψαθυρής διατμητικής αστοχίας επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό έναντι τέμνουσας (EC8-1 §5.5.2.2), ενώ λαμβάνονται υπόψη και οι σχετικές προβλέψεις της EC8-1 §5.9(2).

° Εξασφάλιση ελαστικής συμπεριφοράς

Σε υποστυλώματα με μικρό λόγο διάτμησης ($as=M/(V*h) < 2,0$) διαμορφώνεται τέτοιος οπλισμός, ώστε είτε να εξασφαλίζεται η ελαστική απόκριση του μέλους, είτε να εξασφαλίζεται η αστοχία του υποστυλώματος μετά από αυτήν των δοκών. Για το σκοπό αυτό η σεισμική ροπή προσαυξάνεται με το συντελεστή $q/1.50$ ή αντίστοιχα πραγματοποιείται ικανοτικός έλεγχος κόμβου.

• Κόμβοι Δοκού - Υποστυλώματος

1. Διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης

Εξασφαλίζεται η ακεραιότητα κόμβων Κύριων δοκών - Υποστυλωμάτων με κατάλληλη διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης του υποστυλώματος εντός του κόμβου (βήμα συνδετήρων, εγκάρσια απόσταση διαμήκων ράβδων) σύμφωνα με την EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.3 ή ΚΠΥ-§5.5.3.3(7)-(9)

Ειδικά για ΚΠΥ υπολογίζεται εγκάρσιος (συνδετήρες) και κατακόρυφος (διαμήκεις ράβδοι) οπλισμός περίσφιγξης κόμβου σύμφωνα με EC8-1 §5.5.3.3(3)-(6)

Οι παραπάνω έλεγχοι παρουσιάζονται για τους κόμβους Δοκού - Υποστυλώματος συγκεντρωτικά για κάθε δοκοσειρά στον πίνακα «Έλεγχος διάτμησης κόμβου» της παρούσης

Σε περίπτωση που ο εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες), που υπολογίζεται παραπάνω προκύψει καθοριστικός για την όπλιση του υποστυλώματος, αυτό σημαίνεται με το σύμβολο «κπ» στον πίνακα υπολογισμού του οπλισμού διάτμησης.

2. Αντοχή του λοξού θλιπτήρα

Για ΚΠΥ ελέγχεται η αντοχή του λοξού θλιπτήρα σκυροδέματος, που δημιουργείται στον πυρήνα του κόμβου [EC8-1 §5.5.3.3(2)]

- Πλάστιμα Τοιχώματα.

Σύμφωνα με τις §9.6.1 του EC2-1-1 και §5.1.2 του EC8-1, ένα κατακόρυφο στοιχείο θεωρείται τοίχωμα όταν ο λόγος των πλευρών του (l_w/b_w) > 4.

1. Περιβάλλουσα Ροπών

Η καμπτική ένταση σχεδιασμού Πλάστιμων Τοιχωμάτων με $h_w/l_w > 2$ προκύπτει από την περιβάλλουσα των ροπών κάμψης της ανάλυσης με κατακόρυφη μετατόπιση. «Κοντά» τοιχώματα ($h_w/l_w \leq 2$) σχεδιάζονται έναντι κάμψης με τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Βλ. EC8-1 §5.4.2.4(4)Α-(5) ή §5.5.2.4.1(4)Α-(5) και §5.5.2.4.2

2. Περιβάλλουσα Τεμνουσών

Οι τέμνουσες δυνάμεις της ανάλυσης πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή ϵ , ο οποίος για ΚΠΜ λαμβάνεται ίσος με 1.5, ενώ για ΚΠΥ προσδιορίζεται βάσει της (5.25). Εφόσον συντρέχουν οι προϋποθέσεις της ΚΠΜ-§5.4.2.4(8) ή αντίστοιχα της ΚΠΥ-§5.5.2.4.2(8), τότε χρησιμοποιείται η περιβάλλουσα σχεδιασμού τεμνουσών δυνάμεων του EC8-1 σχ. 5.4 Η τέμνουσα σχεδιασμού στο υπόγειο τμήμα Πλάστιμων

Τοιχωμάτων υπολογίζεται σύμφωνα με την §5.8.1(3). Για «κοντά» τοιχώματα ΚΠΥ η τέμνουσα δύναμη από την ανάλυση αυξάνεται σύμφωνα με την §5.5.2.4.2(2)

Στην παράγραφο «Διαγράμματα τοιχωμάτων» της παρούσης παριστάνεται γραφικά η περιβάλλουσα ροπών και τεμνουσών των τοιχωμάτων, όπως προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία

3. Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας

Οι κρίσιμες περιοχές Πλάστιμων Τοιχωμάτων οπλίζονται για εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας. Για το λόγο αυτό διαμορφώνονται ενισχυμένα -περισφιγμένα- άκρα βάσει των ΚΠΜ-§5.4.3.4.2 ή ΚΠΥ-§5.5.3.4.5

4. Αντοχή σε Διάτμηση

Η αντοχή σε διάτμηση Πλάστιμων Τοιχωμάτων προσδιορίζεται για ΚΠΜ βάσει της §5.4.3.1.1. Ειδικά για Πλάστιμα τοιχώματα ΚΠΥ ελέγχεται η διαγώνια εφελκυστική αντοχή του κορμού λόγω διάτμησης βάσει της §5.5.3.4.3 και προσδιορίζεται ο εγκάρσιος και κατακόρυφος οπλισμός κορμού. Η αντοχή του κορμού

έναντι διαγώνιας θλιπτικής αστοχίας ελέγχεται είτε βάσει της §5.5.3.4.2 του EC8-1, είτε βάσει της ακριβέστερης σχέσης (A.15) του EC8-3.

Σημείωση: Τα τοιχώματα που συμμετέχουν στην τιμή του n_V , αναφέρονται στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» ενώ ο καθορισμός του μέλους ως «Πλάστιμο Τοίχωμα» - «Υποστύλωμα» αναγράφεται στα «Γενικά δεδομένα μέλους»

- Δομικός Χάλυβας
- Γενικά - Έλεγχοι EC3

1. Κατηγορία διατομής

Υπολογίζεται η κατηγορία διατομής για κάθε συνδυασμό φόρτισης βάσει του πίνακα 5.2 του EC3-1-1. Για τους συνδυασμούς όπου η διατομή έχει προκύψει κατηγορία 1 ή 2 λαμβάνονται οι πλαστικές αντοχές, ενώ για διατομές κατηγορίας 3 οι ελαστικές

2. Έλεγχος διατομής

- Εφελκυσμός

Η αντοχή διατομής σε εφελκυσμό N_{tRd} σύμφωνα με EC3-1-1 §6.2.3 προκύπτει ως:

$$N_{tRd} = \min \left[N_{pRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, N_{URd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right]$$

- Θλίψη

Η αντοχή διατομής σε θλίψη, προκύπτει σύμφωνα με την EC3-1-1 §6.2.4:

$$N_{CRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Διάτμηση

Η αντοχή σε διάτμηση, σύμφωνα με τον EC3-1-1 §6.2.6, γενικά προκύπτει ως:

$$M_{CRd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Όπου A_V η ενεργός επιφάνεια διάτμησης για τον εκάστοτε εξεταζόμενο άξονα της διατομής, η οποία προκύπτει βάσει της EC3-1-1 §6.2.6(3)

- Κάμψη

Η αντοχή σε κάμψη, σύμφωνα με τον EC3-1-1 §6.2.5, γενικά προκύπτει ως:

όπου $W = W_{pl}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2, και $W = W_{el}$ για διατομές κατηγορίας 3

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

◦ Κάμψη και Διάτμηση

Αν η δρώσα τέμνουσα δύναμη στην διατομή είναι μεγαλύτερη από το 50% της διατμητικής αντοχής της, τότε η αλληλεπίδραση κάμψης και τέμνουσας λαμβάνεται υπόψη στους ελέγχους αντοχής διατομής απομειώνοντας την ροπή αντοχής. Σύμφωνα με EC3-1-1 §6.2.8 η αντοχή σχεδιασμού της διατομής υπολογίζεται χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή $(1-\rho) \cdot f_y$ για την επιφάνεια διάτμησης όπου

◦ Κάμψη και αξονική δύναμη

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}} \right]^b < 1$$

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη λαμβάνεται υπόψη η επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με την EC3-1-1 §6.2.9.

Π.χ. για διατομές 1 & 2 ελέγχεται η συνθήκη (6.41):

όπου η αντοχή $M_{N,Rd}$ και οι συντελεστές a και b δίδονται ανάλογα με τον τύπο της διατομής βάσει της EC3-1-1 §6.2.9 για διατομές κατηγορίας 3 ελέγχεται η συνθήκη (6.2):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} < 1$$

3. Αντοχή των μελών σε λυγισμό

Σε μέλη υποκείμενα σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη ελέγχονται οι ανισότητες (6.61) & (6.62) της EC3-1-1 §6.3.3(4):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

όπου χ_y , χ_z και χ_{LT} οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αντίστοιχα, οι οποίοι λαμβάνονται από τις §6.3.1.2 & §6.3.2.3 του EC3-1-1, ανάλογα και με την μορφή λυγισμού. Εάν το μέλος θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένο και συνεπώς δεν υπάρχει απαίτηση ελέγχου έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (βλ. «Γενικά δεδομένα κτιρίου») ή για συνδυασμούς φορτίσεων όπου η ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} προκύπτει < 0.4 , λαμβάνεται $\chi_{LT} = 1.00$

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, οι οποίοι υπολογίζονται σύμφωνα με το Παράρτημα Α του EC3-1-1.

- Σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων σε κατασκευές με απαιτήσεις πλαστιμότητας

ΚΠΜ - ΚΠΥ

1. Πλάστιμα στοιχεία σε θλίψη ή κάμψη - Κατηγορία διατομής

Η κατηγορία πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς q καθορίζουν την απαιτούμενη κατηγορία διατομής για τους σεισμικούς συνδυασμούς σύμφωνα με EC8-1 πιν. 6.3:

ΚΠΜ - $1,5 < q < 2$: κατηγορία 1,2, ή 3

ΚΠΜ - $2,0 < q < 4$: κατηγορία 1 ή 2

ΚΠΥ - $q > 4$: κατηγορία 1

2. Εφελκόμενα μέλη

Σε μέλη υπό εφελκισμό ελέγχεται η συνθήκη πλαστιμότητας των EC8-1 §6.5.4 & EC3-1-1 §6.2.3 σύμφωνα με την οποία θα πρέπει:

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} < N_{URd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

3. Πλαίσια παραλαβής ροπών

a. Δοκοί

Γίνεται έλεγχος έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών θεωρώντας ότι στο ένα άκρο (με την μεγαλύτερη καταπόνηση) έχει αναπτυχθεί καμπτική πλαστική άρθρωση. Για την εξασφάλιση της ελάχιστης απαιτούμενης αντοχής και επαρκούς πλαστιμότητας στροφής ελέγχονται οι συνθήκες της EC8-1 §6.6.2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{plRd}} \leq 1.00, \quad \frac{N_{Ed}}{N_{plRd}} \leq 0.15, \quad \frac{(V_{EdG} + V_{EdM})}{V_{plRd}} \leq 0.50$$

όπου V_{EdG} η στατική συνιστώσα της σεισμικής τέμνουσας και V_{EdM} η ικανοτική τέμνουσα, η οποία προκύπτει σύμφωνα με την EC8-1 §6.6.2(2) θεωρώντας πλαστικές ροπές αντοχής στα άκρα της δοκού.

Για διατομές κατ. 3 αντί των πλαστικών τιμών αντοχής υιοθετούνται οι αντίστοιχες ελαστικές.

b. Υποστυλώματα

Για σεισμικούς συνδυασμούς, τα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων που συμμετέχουν στην πλαστική λειτουργία της κατασκευής προκύπτουν ικανοτικά βάσει της υπεραντοχής των δοκών των πλαισίων.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} , M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} , V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

όπου Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$$

από όλες τις δοκούς όπου αναπτύσσεται πλαστική άρθρωση

Οι συντελεστές υπεραντοχής $1.1 \gamma_{ov} \Omega$ των πλαστικών δοκών εμφανίζονται για κάθε διεύθυνση του κτιρίου X & Z στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» στον πίνακα «Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων παραλαβής ροπών» - «Πλάστιμα μέλη», ενώ για κάθε υποστύλωμα τυπώνεται ο συντελεστής $1.1 \gamma_{ov} \Omega$, που προκύπτει σε κάθε τοπική διεύθυνση y και z στην οποία το υποστύλωμα λειτουργεί πλαστικά.

4. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα

Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη, ενώ πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο τα μέλη αυτά.

a. Διαγώνιοι Σύνδεσμοι

Οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται μόνο από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβόμενων διαγωνίων (που δέν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος $A \cos \varphi$, (όπου A η διατομή και φ η γωνία κλίσης της διαγωνίου ως προς την οριζόντια) δεν πρέπει να μεταβάλλεται περισσότερο από 5% μεταξύ 2 αντίθετων διαγωνίων του ίδιου ορόφου. Βλ. EC8-1 §6.7.1

b. Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ

Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

c. έλεγχοι

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι ελέγχονται σε εφελκισμό, ενώ σε μέλη συνδέσμων V/Λ ελέγχεται και η αντοχή σε λυγισμό. Σε κατασκευές με τρεις ή περισσότερους ορόφους

ελέγχεται η ανηγμένη λυγηρότητα των διαγωνίων στους δύο άξονες της διατομής σύμφωνα με EC8-1 §6.7.3:

Διαγώνιοι Χιαστί Σύνδεσμοι : $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$

Διαγώνιοι Σύνδεσμοι (σε διαφορετικά ανοίγματα) : $\lambda \leq 2.0$

Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ : $\lambda \leq 2.0$

d. Πλαστιμότητα

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα θεωρούνται ζώνες απόδοσης ενέργειας και συνεπώς για τα μέλη αυτά υπολογίζεται λόγος υπεραντοχής Ω σύμφωνα με την EC8-1 §6.7.4.1(1) :

$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}}$$

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα της διεύθυνσης X ή Z, στην οποία είναι διατεταγμένα τα διαγώνια μέλη διαστασιολογούνται με αξονική δύναμη, η οποία προκύπτει βάσει της (6.12) του EC8-1 (βλ. και «Ελεγχος επάρκειας» σε Δοκό και Υποσύλωμα).

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

Οι συντελεστές υπεραντοχής $1.1 \gamma_{ov} \Omega$ των διαγωνίων συνδέσμων εμφανίζονται για κάθε διεύθυνση του κτιρίου X & Z στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» στον πίνακα «Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών πλαισίων με συνδέσμους».

• Δευτερεύοντα Σεισμικά Μέλη Δ.Σ.Μ.

1. Γενικά

Είναι δυνατόν ορισμένα δοκάρια και υποστυλώματα να έχουν οριστεί ως Δευτερεύοντα Σεισμικά Μέλη σύμφωνα με την EC8-1 §4.2.2. Η καμπτική δυσκαμψία και αντοχή των στοιχείων αυτών στις σεισμικές δράσεις αγνοείται, ενώ διατηρούν την ικανότητα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.

2. Ανάλυση - Διαστασιολόγηση

a. Μοντέλο 1: Πλήρες προσομοίωμα της κατασκευής με τα πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη.

b. Μοντέλο 2: Προσομοίωμα της κατασκευής αμελώντας τη συμμετοχή των δευτερευόντων μελών στην οριζόντια δυσκαμψία (αρθρώσεις στα άκρα τους).

A. Μη-σεισμικά φορτία

Ανάλυση της κατασκευής και διαστασιολόγηση κύριων και δευτερευόντων μελών χρησιμοποιώντας το μοντέλο 1.

B. Σεισμικά φορτία

- Ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιώντας το μοντέλο 2
- Υπολογισμός μετακινήσεων d_{e2} βάσει του φάσματος σχεδιασμού
- Εξαγωγή εντατικών μεγεθών EEd χρησιμοποιώντας το μητρώο ακαμψίας του μοντέλου 1 $[K1]$ και τις μετακινήσεις του μοντέλου 2 d_{e2} ($EEd = [K1] \cdot d_{e2}$)
- Διαστασιολόγηση πρωτεύοντων μελών τα εντατικά μεγέθη EEd και τις διατάξεις των EC8 & EC2 ή EC3
- Διαστασιολόγηση δευτερευόντων μελών με τα εντατικά μεγέθη $E'Ed = [K1] \cdot (q \cdot d_{e2})$ και τις διατάξεις του EC2 ή EC3. Ο πολλαπλασιασμός με τον συντελεστή συμπεριφοράς q αποσκοπεί στην ενσωμάτωση της απαίτησης της EC8-1 §4.2.2(1)Α για ελαστική απόκριση (βλ. και EC8-1 §4.3.4)

Σημείωση: η προσαύξηση για τα φαινόμενα P-Δ λαμβάνεται υπόψη στη διαστασιολόγηση τόσο των πρωτευόντων όσο και των δευτερευόντων μελών

3. Έλεγχος σχετικής δυσκαμψίας

Ελέγχεται σύμφωνα με την EC8-1 §4.2.2(4) εάν η συνολική δυσκαμψία των Δ.Σ.Μ. υπερβαίνει το 15% της δυσκαμψίας των Κύριων Μελών. Το ποσοστό αυτό για κάθε επίπεδο και σεισμική διεύθυνση παρουσιάζεται στον πίνακα «Σχετική δυσκαμψία Δευτερευόντων Σεισμικών Μελών» της παρούσης.

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη των Δευτερευόντων Σεισμικών Μελών που εμφανίζονται στον ομώνυμο πίνακα της παρούσης έχουν προκύψει με την παραπάνω διαδικασία.

Ο χαρακτηρισμός ενός μέλους ως Κύριο ή Δευτερεύον φαίνεται στα «Γενικά δεδομένα μέλους»

- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας
- Οπλισμένο σκυρόδεμα

1. Περιορισμός Τάσεων Χάλυβα και Σκυροδέματος

Υπολογίζεται ο απαιτούμενος οπλισμός, ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος [βλ. EC2-1-1 §7.2(2)-(5)].

Γίνεται παραδοχή τριγωνικής κατανομής τάσεων, ενώ ως επιτρεπόμενες τιμές των τάσεων λαμβάνονται:

- a. Χάλυβας, $\sigma_{s,επ} = 0,8 \cdot f_{yk}$

b. Σκυρόδεμα, $\sigma_{c,ep} = 0,6 \cdot f_{ck}$

Ο έλεγχος πλακών και δοκών πραγματοποιείται εν γένει με τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων [EC0 §6.5.3(2)]. Για δοκούς βλ. «Στοιχεία -δεδομένα κτιρίου» πίνακας 816.

Εφόσον ο έλεγχος σε θέση στήριξης ή ανοίγματος δοκού ή πλάκας καταδεικνύει ανεπάρκεια της διατομής, τότε τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός.

2. Έλεγχος ρηγμάτωσης

Για πλάκες ή δοκούς με πάχος μεγαλύτερο από 20cm και για τον εφαρμοζόμενο οπλισμό υπολογίζεται η τάση χάλυβα σ_s με παραδοχή τριγωνικής κατανομής τάσεων και συγκρίνεται με τη μέγιστη επιτρεπόμενη $\sigma_{s,max}$ βάσει της διαμέτρου Φ_{eq} (πιν. 7.2) ή της απόστασης S_m (πιν. 7.3) ή συγκρίνεται το υπολογιζόμενο εύρος ρωγμής w_k με το επιτρεπόμενο $w_{k,max}$ (π.χ. 0.3mm). Βλ. EC2-1-1 §7.3.4

Εφόσον ο έλεγχος σε θέση στήριξης ή ανοίγματος δοκού ή πλάκας καταδεικνύει ανεπάρκεια της διατομής τόσο βάσει της μεθοδολογίας της EC2-1-1 §7.3.3 όσο και βάσει της §7.3.4, τότε προστίθενται επιπλέον ράβδοι.

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης πλακών και δοκών πραγματοποιείται εν γένει με τα οιονεί μόνιμα φορτία [EC0 §6.5.3(2)γ]. Για δοκούς βλ. «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» πίν. 816.

3. Έλεγχος βέλους

Ελέγχεται η συνθήκη απαλλαγής από τον αναλυτικό υπολογισμό του βέλους η οποία περιγράφεται στην EC2-1-1 §7.4.2. Ο έλεγχος συνίσταται στην σύγκριση του λόγου μήκους προς στατικό ύψος του μέλους l/d με το όριο $(l/d)_{lim}$, που υπολογίζεται βάσει της EC2-1-1 (7.16) Το όριο $(l/d)_{lim}$, τροποποιείται ανάλογα με τον εφαρμοζόμενο οπλισμό και το μέγεθος του συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} . Βλ. EC2-1-1 §7.4.2(2).

Εξετάζεται, ακόμη, η περίπτωση όπου το εξεταζόμενο μέλος φέρει ευαίσθητα διαχωριστικά (π.χ. τοιχοπληρώσεις). Βλ. EC2-1-1 §7.4.2(2)

Στην σχετική παράγραφο του παρόντος παρουσιάζεται το όριο $(l/d)_{lim}$, ενώ στις πλάκες, όπου απαιτείται πραγματοποιείται και αναλυτικός υπολογισμός του βέλους υπό τα οιονεί μόνιμα φορτία βάσει της EC2-1-1 §7.4.3 και προσδιορίζεται τυχόν απαίτηση ανύψωσης ξυλοτύπου.

Βλ. στο τεύχος σε πλάκες & δοκούς «Συνθήκη απαλλαγής αναλυτικού υπολογισμού βέλους» και «Αναλυτικός υπολογισμός βέλους»

- Δομικός χάλυβας

1. Έλεγχος βέλους

Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί) του φορέα, καθώς και τα στοιχεία εκείνα που φέρουν την επικάλυψη του φορέα (τεγίδες στις στέγες). Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, καθώς και τα επιτρεπόμενα όρια για το συνολικό βέλος w_{max} και το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων w_3 φαίνονται στο τεύχος για κάθε δοκό στον πίνακα «Έλεγχος βελών κάμψης». Βλ. EC3-1-1 §7.2.1 (εθνικό προσάρτημα).

Σε μονώροφα μεταλλικά δομήματα χωρίς γερανογέφυρα το οριζόντιο βέλος κάμψης πληροί τον όριο που τίθεται στην EC3-1-1 §7.2.2 (εθνικό προσάρτημα).

- Παρατήρηση

Οι συνδυασμοί, για τους οποίους γίνεται ο έλεγχος βέλους μεταλλικών δοκών φαίνονται στα «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» στον πίνακα 816 της παρούσης.

- Επιφανειακές Θεμελιώσεις

Η παραμορφωσιμότητα της θεμελίωσης (περιλαμβανομένης και της αλληλεπίδρασης εδάφους-φορέα) έχει ληφθεί υπόψη στην ανάλυση της κατασκευής.

Βλ. EC8-1 §4.3.1(9)A.

1. Δράσεις σχεδιασμού

Οι δράσεις σχεδιασμού των στοιχείων θεμελίωσης υπολογίζονται με βάση την υπεραντοχή των Θεμελιούμενων στοιχείων [EC8-1 §4.4.2.6(2)A].

a. Πέδιλα

Οι υπολογιστικές δράσεις των πέδινων προσαυξάνονται σύμφωνα με τη σχέση (4.30) του EC8-1, λαμβάνοντας υπόψη την ροπή υπεραντοχής του Θεμελιούμενου στοιχείου.

b. Συνδετήριοι Δοκοί

Οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις συνδετήριες δοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $\gamma R_d * \Omega = 1.40$ [EC8-1 §4.4.2.6(8)].

c. Πεδιλοδοκοί

Οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις πεδιλοδοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $\gamma R_d * \Omega = 1.40$ [EC8-1 §4.4.2.6(8)].

2. Φέρουσα ικανότητα

Γίνεται αναλυτικός έλεγχος της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου) σύμφωνα με την EC7-1 §6.5.2.2 στα μεν αργιλώδη εδάφη θεωρώντας

φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες (EC7-1 Παράρτημα Δ.3), στα δε αμμώδη εδάφη θεωρώντας φόρτιση χωρίς ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων πόρων (EC7-1 Παράρτημα Δ.4).

3. Έλεγχος Αστοχίας σε ολίσθηση

Γίνεται έλεγχος έναντι αστοχίας σε ολίσθηση, σύμφωνα με EC7-1 §6.5.3

4. Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

Όλα τα μέλη επί ελαστικού εδάφους ελέγχονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό την επίδραση δράσεων σχεδιασμού και των σχετικών αντιδράσεων του εδάφους, που προκύπτουν από θεώρηση ελαστικού ημιχώρου.

• Συνοπτική Περιγραφή της Ακολουθουμένης Μεθόδου

Συνοπτικά η μέθοδος σεισμικού υπολογισμού ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός - επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, τον εδαφικό τύπο κ.λ.π.

2. Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος

3. Υπολογισμός των μητρώου ακαμψίας [K]

4. Υπολογισμός του μητρώου μάζας [M]

5. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των πιο χαμηλόσυχων (υψηλότερες ιδιοπερίοδοι T_i). Για δυναμική ανάλυση με μετατόπιση μαζών η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε έναν από τους τέσσερις φορείς, οι οποίοι προκύπτουν από τη μετάθεση του Κέντρου Μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z)

6. Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:

a. Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης $S_d(T)$

b. Με βάση τα $S_d(T)$ υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.

c. Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.

7. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC) EC8-1 §4.3.3.3.2(3)A

8. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο (ή τις τρεις) συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης (μέθοδος τετραγωνικής επαλληλίας SRSS) EC8-1 §4.3.3.5.1(2)β (ή EC8-1 §4.3.3.5.2(4) όταν υπάρχει και κατακόρυφη συνιστώσα)

9. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (Ελλειψη Gupta) EC8-1 §4.3.3.5.1(2)γ.

10. Έλεγχος δυστρεψίας και κανονικότητας σε κάτοψη του δομήματος βάσει των ποσοτικών κριτηρίων των σχέσεων των EC8-1 §4.2.3.2(6) και §5.2.2.1(4)Α και (6)

11. Υπολογισμός επιπρόσθετου κριτηρίου δυστρεψίας βάσει του οποίου ελέγχεται εάν οι δύο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές.

12. Υπολογισμός πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu\phi$ [EC8-1 §5.2.3.4(3)] για τις δυο σεισμικές διευθύνσεις (κτίρια από σκυρόδεμα)

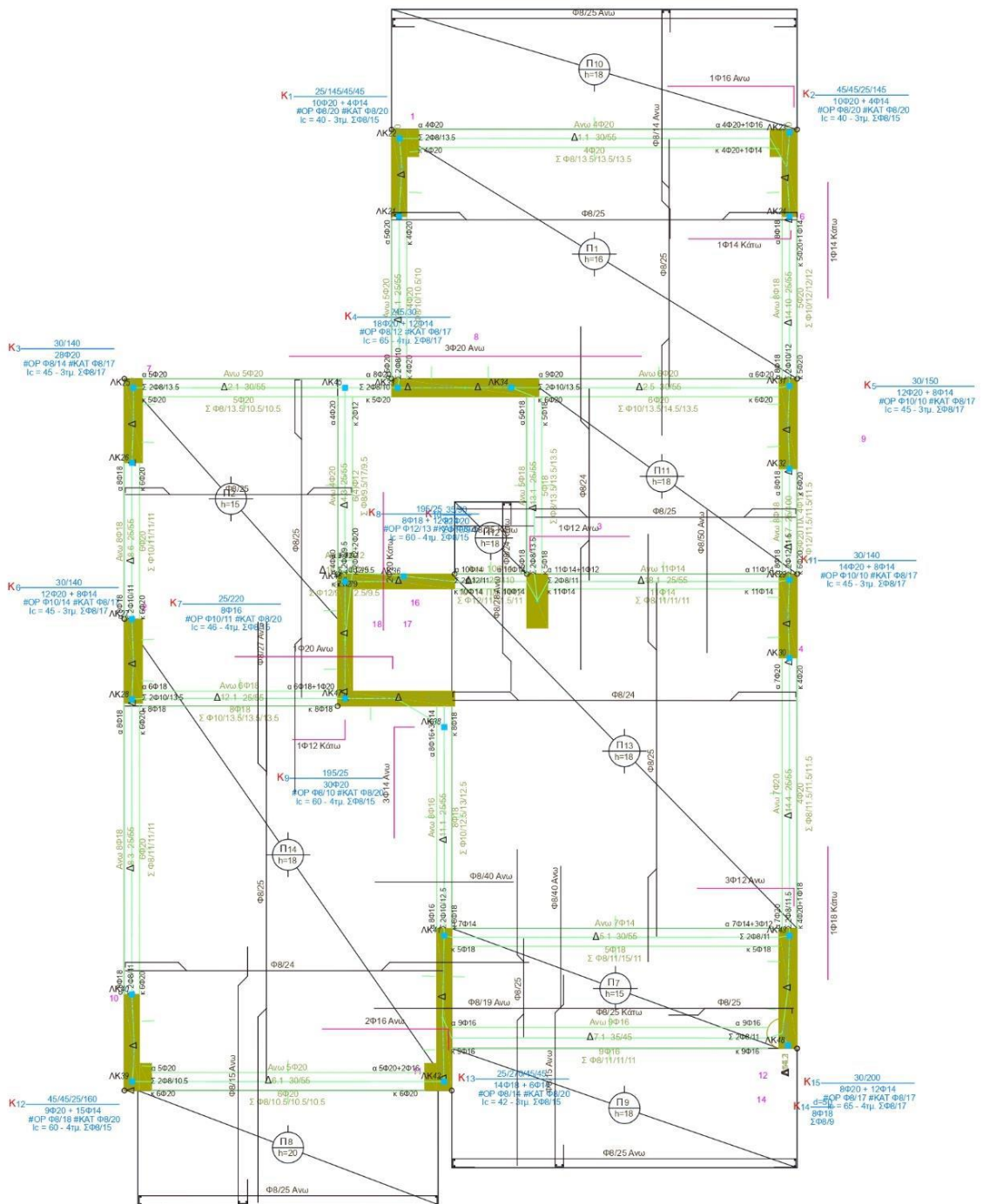
13. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάσιμη κατασκευή:

a. Ανθεκτική κατασκευή: Διαστασιολόγηση μελών, ώστε να τηρείται η συνθήκη αντοχής $E_d < R_d$

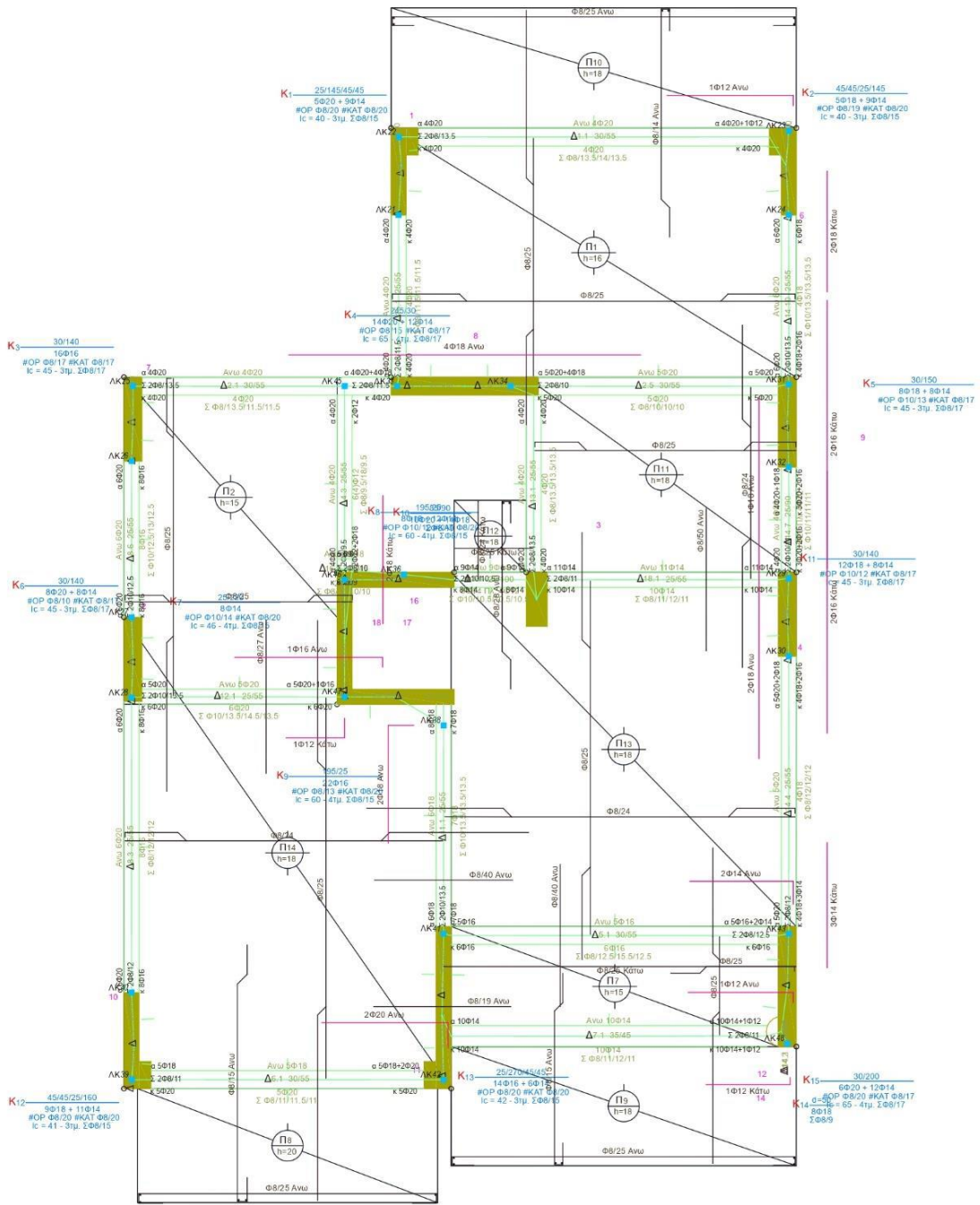
b. Πλάσιμη κατασκευή: εξασφάλιση ολικής και τοπικής πλαστιμότητας

Τα δομικά μέλη διαστασιολογούνται με τέτοιον τρόπο ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής. Σε παισιακά δομήματα εξασφαλίζεται ότι η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Εξασφαλίζεται, ακόμη, η τοπική πλαστιμότητα σε θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων.

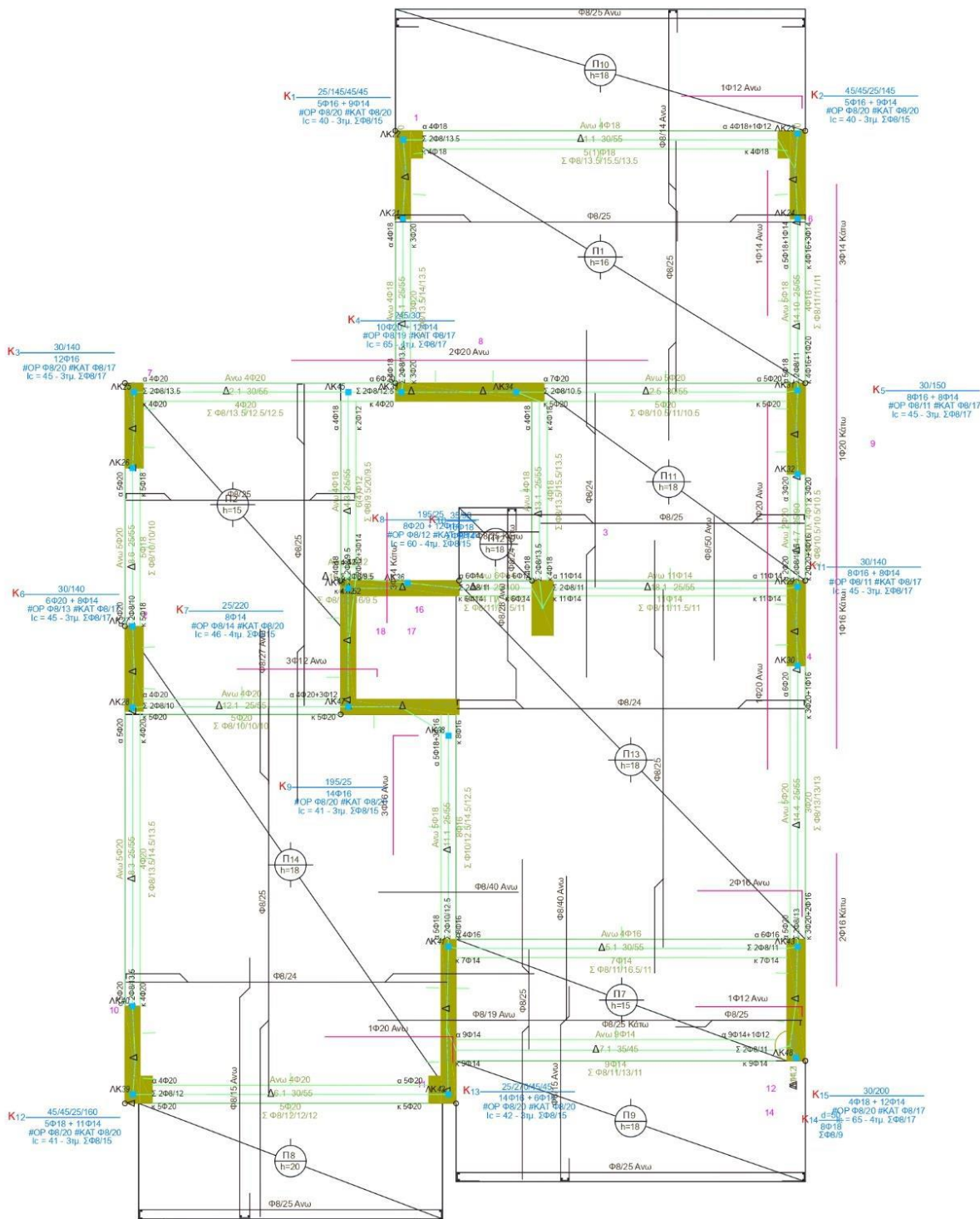
14. Όταν κρίνεται αναγκαίο ή σκόπιμο πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) ώστε να ελεγχθούν οι πλαστικοί μηχανισμοί, η ακολουθία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων και τα περιθώρια του λόγου υπεραντοχής α_u/α_1 . Βλ. EC8-1 §4.4.2.3(8), §4.3.3.4.2.



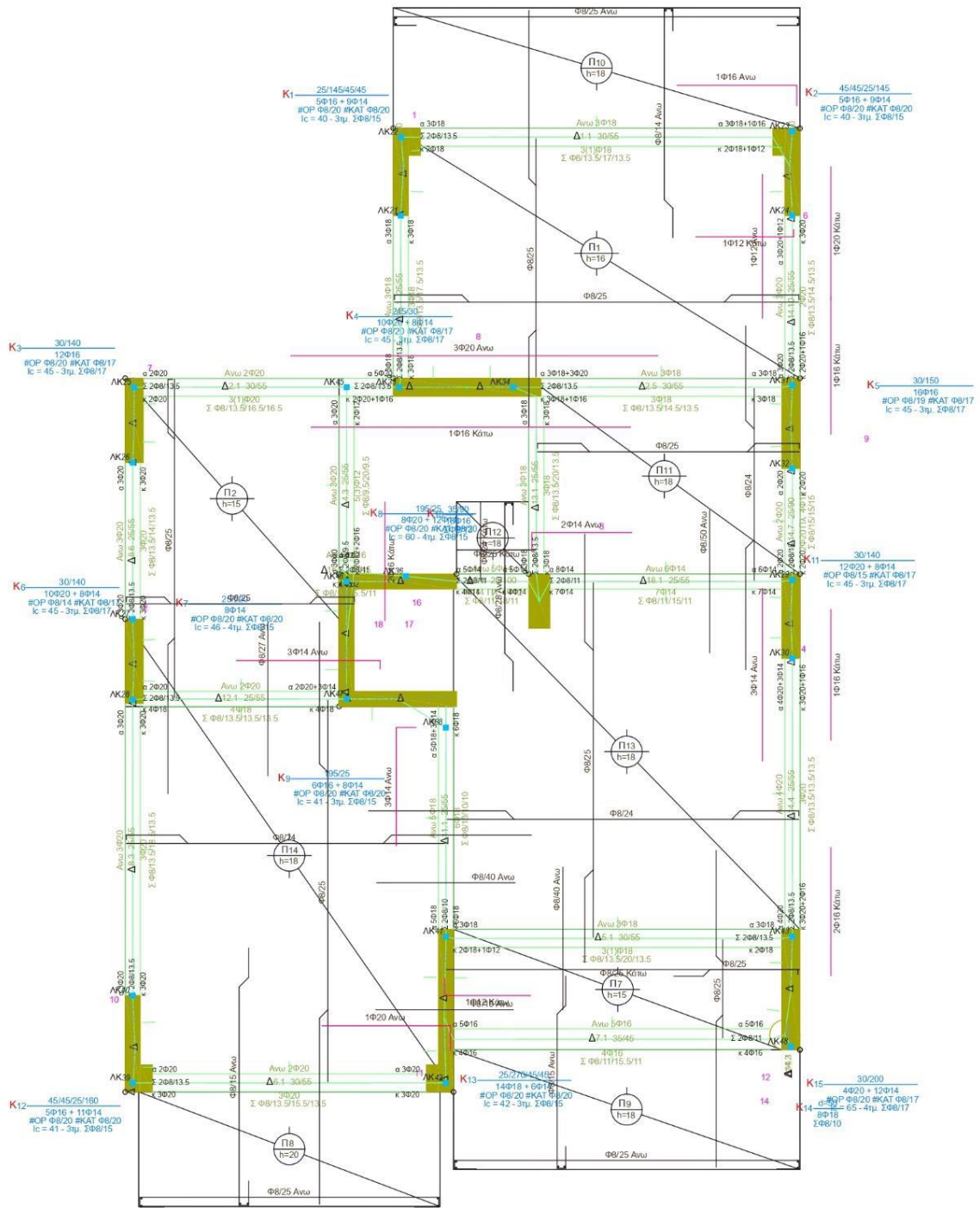
Σχέδιο 17. νέος ξυλότυπος Α' ορόφου.



Σχέδιο 18. Νέος ξυλότυπος Β' ορόφου.



Σχέδιο 19. Νέος ξυλότυπος Γ' ορόφου.

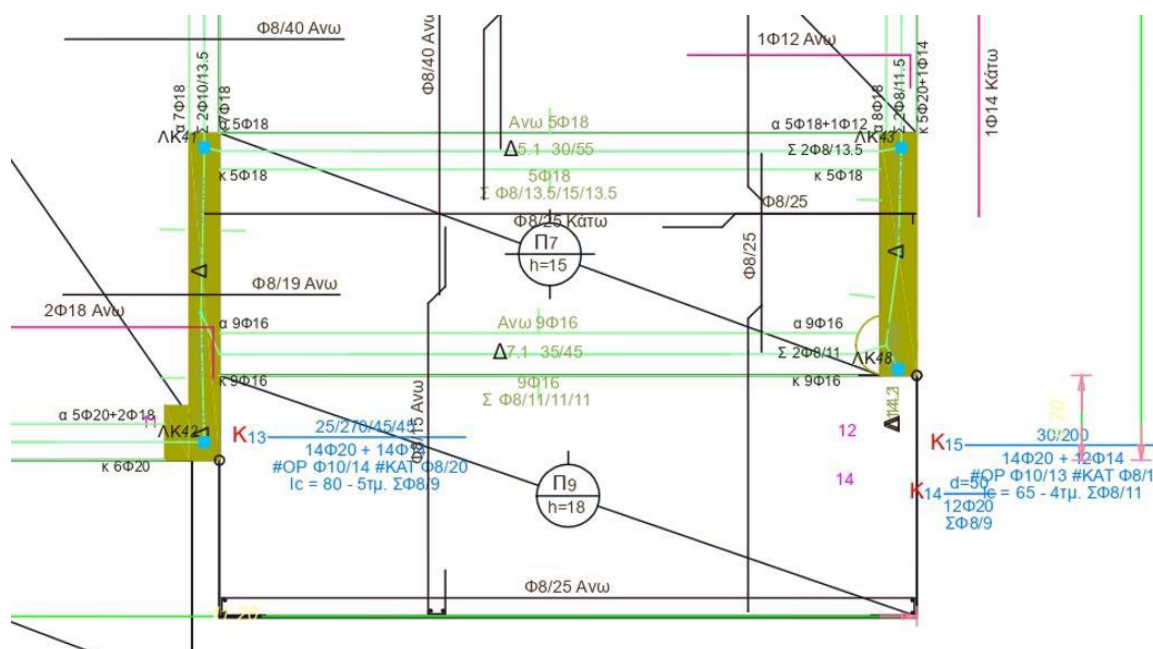


Σχέδιο 20. Νέος ξυλότυπος Δ' ορόφου.

Στο παράρτημα Β παρουσιάζονται σε πιο ευκρινές μέγεθος.

3.4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

- Ο κύριος οπλισμός των πλακών γίνεται με σπαστά σίδερα Φ8/24 και Φ8/25. Τα πάχη των πλακών είναι 15,16,18 και 20 εκατοστά. Τα πάχη των 18 και 20 εκατοστών εφαρμόζονται στους προβόλους.
- Στα υποστυλώματα εφαρμόστηκαν διατομές οπλισμού 14,16 και 20 χιλιοστών.
- Στις δοκούς εφαρμόστηκαν διατομές οπλισμού 14,16,18 και 20 χιλιοστών.



Σχέδιο 21. Μεγέθυνση ξυλότυπου.

Στον παραπάνω σχέδιο είναι εξαγωγή από το πρόγραμμα fespa βλέπουμε τον ξυλότυπο των πλακών Π7 και Π9, τις κολώνες K13 και K15 καθώς και τις δοκούς Δ5.1 και Δ7.1.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

4.1. ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ - ΕΚΩΣ

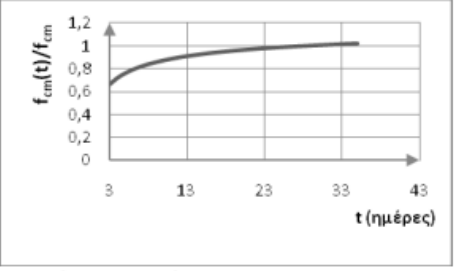
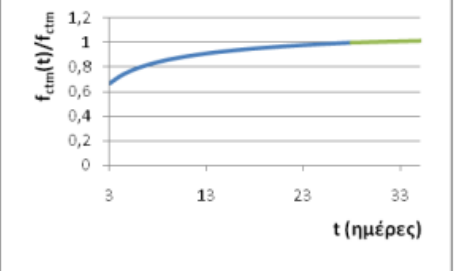
Παρακάτω παρουσιάζονται βασικές διαφορές μεταξύ των νέων και των παλαιών κανονισμών (Καλαϊτζοπούλου, 2011)

EN 1992-1-1 : 2.3.3	ΕΚΩΣ : 2.3.2.6
Ως μέτρο περιορισμού των παραμορφώσεων και ρηγματώσεων του σκυροδέματος λόγω του ερπυσμού και της συρρίκνωσης προτείνεται η κατασκευή αρμών διακοπής , d_{joint} , ανά 30 m (συνιστώμενη τιμή από Ευρωκώδικα)	Ως μέτρο περιορισμού των παραμορφώσεων και ρηγματώσεων του σκυροδέματος λόγω του ερπυσμού και της συρρίκνωσης προτείνεται η κατασκευή αρμών διακοπής ανά 40 m και σε ειδικές περιπτώσεις ανά 20m
Επιμέρους συντελεστής για την δράση της συρρίκνωσης (ΟΚΑ)	
EN 1992-1-1 : 2.4.2.1	ΕΚΩΣ : 6.3.2.3 , 6.3.2.6
Ο επιμέρους συντελεστής για τον έλεγχο σε ΟΚΑ , γ_{SH} , έχει προτεινόμενη τιμή 1,00	Η δράση της συρρίκνωσης δεν λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο σε ΟΚΑ όταν η κατασκευή παρουσιάζει επαρκή πλαστιμότητα, Αλλιώς : -Βασικός συνδυασμός και δυσμενής επιρροή $\gamma_q=1,50$ -Βασικός συνδυασμός και ευμενής επιρροή $\gamma_q=0,00$ -Τυχηματικός συνδυασμός και δυσμενής επιρροή $\gamma_q=1,00$ -Τυχηματικός συνδυασμός και ευμενής επιρροή $\gamma_q=0,00$

Πίνακας 4. Παραμορφώσεις σκυροδέματος.

Επιμέρους συντελεστής κοπώσεως	
EN 1992-1-1 : 2.4.2.3	ΕΚΩΣ :
Ο επιμέρους συντελεστής κοπώσεως συμβολίζεται με $\gamma_{F,fat}$ με προτεινόμενη τιμή 1,00	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ
Επιμέρους συντελεστές για τα υλικά	
EN 1992-1-1 : 2.4.2.4	ΕΚΩΣ : 6.3.3
Προτεινόμενες τιμές συντελεστών δίνονται στον Πίνακα 2.1Ν . Συγκεκριμένα παρατηρείται ότι ο Πίνακας αυτός διαφοροποιείται σε σχέση με τον αντίστοιχο του ΕΚΩΣ ως προς τον επιμέρους συντελεστή ασφαλείας του σκυροδέματος (γ_c) για την τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού . Η τιμή που παίρνει ο συντελεστής στον Ευρωκώδικα είναι 1,20	Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ασφαλείας δίνονται στον Πίνακα 6.5. Ο αντίστοιχος συντελεστής γ_c για την τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού παίρνει την τιμή 1,30

Πίνακας 5. Συντελεστής κοπώσεως και υλικών.

EN 1992-1-1 : 3.1.2	ΕΚΩΣ : 2.3 , 2.4
<p>Δίνεται άνω όριο χαρακτηριστικής κυλινδρικής αντοχής C_{max} που καλύπτεται από τον Eurocode, με προτεινόμενη τιμή C90/105</p>	<p>Ο ΕΚΩΣ δεν καλύπτει σκυροδέματα με αντοχή >C50/60</p>
<p>Δίνονται σχέσεις για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος για χρόνο t διάφορο των 28 ημερών :</p> $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8, \quad 3 < t < 28 \text{ ημ.}$ $f_{ck}(t) = f_{ck}, \quad t > 28 \text{ ημ.}$ $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \text{ (σχήμα 3.1)}$ <p>Όταν ζητούμενο είναι να προσδιορίσουμε την αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος σε χρόνο άνω των 28 ημερών τότε πολλαπλασιάζω τις σχέσεις :</p> $f_{ctd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ $f_{ctd} = a_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ <p>με τον συντελεστή K_t με προτεινόμενη τιμή 0,85. Η ανάπτυξη της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος με το χρόνο εκτιμάται ως εξής :</p> $f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha f_{ctm}$ <p>όπου $\alpha = 1$ για $t < 28$ και $\alpha = 2/3$ για $t \geq 28$</p>	<p>Δεν δίνεται σχέση για την εκτίμηση της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος για χρόνο μικρότερο των 28 ημερών όπως επίσης και για την εκτίμηση της ανάπτυξης της εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος με το χρόνο. Τέλος δεν γίνεται αναφορά σε συντελεστές όπως a_{cc}, a_{ct} και K_t</p>
	
<p>Σχήμα 3.1 : Λόγος $f_{cm}(t)/f_{cm}$ (για $S=0,20$)</p>	
	
<p>Σχήμα 3.2 : Λόγος $f_{ctm}(t)/f_{ctm}$ (για $S=0,20$)</p>	

Πίνακας 6. Αντοχή σκυροδέματος.

<p>Δίνεται Πίνακας 3.1 με αναλυτική παρουσίαση χαρακτηριστικών αντοχής και παραμόρφωσης για διαφορετικές κατηγορίες σκυροδέματος. Στον Πίνακα 3.1 δίνονται στοιχεία όπως f_{ck}, $f_{ck,cube}$, f_{cm}, f_{ctm}, $f_{ctk,0.05}$, $f_{ctk,0.95}$, E_{cm}, ϵ_{c1}, ϵ_{cu1}, ϵ_{c2}, ϵ_{cu2}, N, ϵ_{c3}, ϵ_{cu3}</p>	<p>Δίνεται ο Πίνακας 2.1 με στοιχεία τα f_{ck}, $f_{ctk,0.05}$, f_{ctm}, $f_{ctk,0.95}$ (όμοια με EN2-1-1) και ο Πίνακας 2.2 με το επιβατικό μέτρο ελαστικότητας E_{cm}</p>
---	--

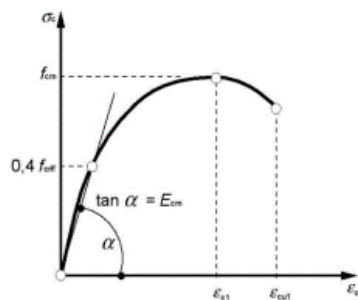
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} < C50/60$ $f_{ctm} = 2.12 f_l \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$ $f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm,5\%}$ $f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm,95\%}$ $E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0.3}$ $E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm}$	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ για όλες τις κατηγορίες σκυροδέματος $f_{ctk,0.05}, f_{ctk,0.95}$ κατευθείαν από τον Πίνακα $E_{cm} = 9.50 (f_{cm})^{1/3}$
---	--

Πίνακας 7. Ελαστική παραμόρφωση σκυροδέματος.

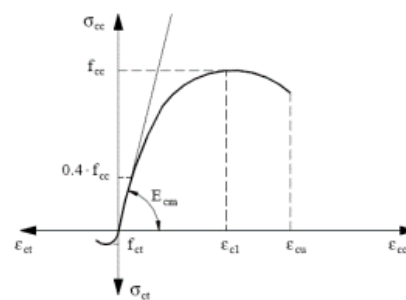
EN 1992-1-1 : 3.1.4	ΕΚΩΣ : 2.5.4
Το σκυρόδεμα δεν πρέπει να υποβάλλεται σε θλιπτική τάση μεγαλύτερη του $0.45f_{ck}(t_0)$	Το σκυρόδεμα δεν πρέπει να υποβάλλεται σε θλιπτική τάση μεγαλύτερη του $0.50f_{ck}(t_0)$
Όταν υπερβαίνει την παραπάνω τιμή η εξ' ερπυσμού μη γραμμικότητα πρέπει να εκτιμάται ως εξής: $\phi_k(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) \exp(1.5(K_\sigma - 0.45))$ Ο συντελεστής $\phi(\infty, t_0)$ προκύπτει από τα διαγράμματα στο σχήμα 3.1	Δεν λαμβάνεται υπόψη η εξ' ερπυσμού μη γραμμικότητα Ο συντελεστής $\phi(\infty, t_0)$ εκτιμάται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.3

Πίνακας 8. Ερπυσμός και συρρίκνωση σκυροδέματος.

EN 1992-1-1 : 3.1.5	ΕΚΩΣ : 2.5.1
Δίνεται σχηματική παράσταση της σχέσης τάσεων παραμορφώσεων του σκυροδέματος για την ανάλυση των κατασκευών (Σχήμα 3.2).	Δίνεται το σχήμα 2.1 αλλά δεν υπάρχει αναλυτική σχέση μεταξύ σ_c και ϵ_c (όμοια με Ευρωκώδικα)



(Σχήμα 3.2 EN1992-1-1)



(Σχήμα 2.1 ΕΚΩΣ)

Πίνακας 9. Σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τη μη γραμμική ανάλυση (σκυροδέματος)

EN 1992-1-1 : 3.1.7	ΕΚΩΣ : 6.3.3, 10.4.3.2
$\sigma_c = f_{cd} [1 - (1 - \epsilon_c / \epsilon_{c2})^n]$ $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$ $\sigma_c = f_{cd}$ $\epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$ Οι παραπάνω σχέσεις αντιστοιχούν στο παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα για σκυρόδεμα υπό θλίψη	Απεικονίζεται το ίδιο διάγραμμα χωρίς σχέσεις υπολογισμού τάσεων-παραμορφώσεων

Πίνακας 10. Σχέση τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος.

Καμπτική εφελκυστική αντοχή (σκυροδέματος)	
EN 1992-1-1 : 3.1.8	ΕΚΩΣ : 2.4
Η μέση καμπτική εφελκυστική αντοχή προκύπτει από τη σχέση : $f_{ctm,h} = \max\{(1,6-h)/1000 f_{ctm} ; f_{ctm}\}$. Η σχέση ισχύει και για την χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή	Γίνεται λόγος για την καμπτική εφελκυστική αντοχή αλλά δεν υπάρχει σχέση υπολογισμού
Ιδιότητες χάλυβα	
EN 1992-1-1 : 3.2.2	ΕΚΩΣ : 3.1.3
Συγκεκριμένο εύρος αντοχής διαρροής f_{yk} από 400 έως 600 MPa	Το εύρος αντοχής διαρροής για το ΕΚΩΣ κυμαίνεται από 220 έως 500 MPa
Συγκόλληση	
EN 1992-1-1 : 3.2.5	ΕΚΩΣ : 3.1.7
Δίνεται Πίνακας 3.4 με λεπτομερή παρουσίαση των επιτρεπόμενων διαδικασιών συγκόλλησης	Παραπομπή στα αντίστοιχα κεφάλαια του ΚΤΧ και ΕΛΟΤ 959,971
Παραδοχές σχεδιασμού χάλυβα	
EN 1992-1-1 : 3.2.7	ΕΚΩΣ : 3.1.6.1
Δίνεται στο Σχήμα 3.8 εξιδανικευμένο διάγραμμα με 2 περιπτώσεις 2 ^{ου} κλάδου , έναν οριζόντιο και έναν κεκλιμένο	Στο σχήμα 3.1 του ΕΚΩΣ απεικονίζεται μόνο η περίπτωση του οριζόντιου κλάδου, χωρίς κράτυνση

Πίνακας 11.Καμπτική εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος.

EN 1992-1-1 : 4.2	ΕΚΩΣ : 5.1
Δίνεται Πίνακας 4.1 με τις κατηγορίες έκθεσης σχετιζόμενες με τις περιβαλλοντικές συνθήκες. Υπάρχουν 6 βασικές κατηγορίες: 1.Χωρίς διακινδύνευση διάβρωσης ή προσβολής 2.Διάβρωση από ενανθράκωση 3.Διάβρωση από χλωριούχα 4.Διάβρωση από χλωριούχα θαλασσινού νερού 5.Προσβολής ψύξης / απόψυξης 6.Χημική προσβολή Οι παραπάνω κατηγορίες χωρίζονται σε υποκατηγορίες με πιο λεπτομερή περιγραφή των συνθηκών	Ορίζονται 4 κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος ως εξής : 1.Ελάχιστα διαβρωτικό περιβάλλον 2.Μετρίως διαβρωτικό περιβάλλον 3.Παραθαλάσσιο περιβάλλον 4.Πολύ διαβρωτικό περιβάλλον. Βιομηχανικές ζώνες, χώροι με υψηλή περιεκτικότητα σε χημικά προϊόντα

Πίνακας 12. Περιβαλλοντικές συνθήκες.

EN 1992-1-1 : 4.4.1.2	ΕΚΩΣ : 5.1
Η ελάχιστη επικάλυψη πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις τόσο για τις συνθήκες συνάφειας όσο και για τις περιβαντολογικές, ενώ η τιμή του προκύπτει ως εξής : $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$	Η ελάχιστη επικάλυψη καθορίζεται από τις συνθήκες έκθεσης, από τη διεπιφάνεια μεταξύ σκυροδέματος και εδάφους ή σκυροδέματος και υγρού. Ενώ υφίσταται διόρθωση ανάλογα με το είδος του δομικού στοιχείου

<p>Η επικάλυψη $c_{min,b}$ αποτελεί την ελάχιστη επικάλυψη βάσει απαίτησης συνάφειας και προσδιορίζεται ανάλογα με το είδος του χάλυβα:</p> <ul style="list-style-type: none"> -για τον χάλυβα οπλισμού προσδιορίζεται από τον Πίνακα 4.2 και εξαρτάται από την διάταξη του οπλισμού -για τον χάλυβα προέντασης ισχύει : <ul style="list-style-type: none"> - τάνυση μετά την σκλήρυνση του σκυροδ. : 1.για κυλίνδρους το $c_{min,b}$ ισούται με τη διάμετρο ϕ 2.για ορθογωνικούς σωλήνες ισχύει $c_{min,b} = \max(\text{min διάσταση}; 1/2(\text{max διάσταση}))$ -τάνυση πριν την έγχυση του σκυροδ. : <ul style="list-style-type: none"> 1. $2,0 \times$ διάμετρο του συρματοσχοίνου 2. $3,0 \times$ διάμετρο του πλεγμένου σύρματος <p>Εάν η μέγιστη διάσταση των αδρανών είναι μεγαλύτερη από 32mm τότε το $c_{min,b}$ πρέπει να προσαυξάνεται κατά 5m</p>	<p>Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ</p>
<p>Η επικάλυψη $c_{min,dur}$ αποτελεί την ελάχιστη επικάλυψη βάσει περιβαλλοντικών συνθηκών. Η τιμή του $c_{min,dur}$ προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη την συσχέτιση μεταξύ της Κατηγορίας Έκθεσης και της Κατηγορίας Κατασκευής. Στον Πίνακα 4.3N δίνεται η κατηγοριοποίηση της κατασκευής ενώ στους Πίνακες 4.4N και 4.5N δίνονται απαιτήσεις τιμών $c_{min,dur}$ για τον οπλισμό χάλυβα και τον οπλισμό προέντασης αντίστοιχα</p>	<p>Η ελάχιστη επικάλυψη βάσει περιβαλλοντικών συνθηκών δίνεται στον Πίνακα 5.1. Δεν γίνεται λόγος για κατηγοριοποίηση της κατασκευής. Οι κατηγορίες έκθεσης διαφοροποιούνται ως προς τον Ευρωκώδικα όπως και οι τιμές της ελάχιστης επικάλυψης που περιλαμβάνονται στον πίνακα. Δεν υπάρχει διάκριση ανάμεσα σε χάλυβα οπλισμού και χάλυβα προέντασης</p>

Πίνακας 13. Ελάχιστη επικάλυψη.

<p>Το $\Delta c_{dur,y}$ διορθωτικός συντελεστής ασφάλειας με προτεινόμενη τιμή 0mm</p>	<p>Η διόρθωση είναι -5mm για τις πλάκες, +5mm για τους προτανυόμενους τένοντες και +10mm για τους προεντεταμένους τένοντες</p>
<p>$\Delta c_{dur,st}$ αποτελεί μειωτικός συντελεστής στην περίπτωση χρήσης ανοξειδώτου χάλυβα με προτεινόμενη τιμή 0mm</p>	<p>Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ</p>
<p>Για σκυρόδεμα με πρόσθετη προστασία επίστρωσης η ελάχιστη επικάλυψη μειώνεται κατά $\Delta c_{dur,add}$ με προτεινόμενη τιμή 0mm</p>	<p>Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ</p>
<p>Στην περίπτωση χυτού σκυροδέματος επί άλλων στοιχείων σκυροδέματος η ελάχιστη επικάλυψη στην διεπιφάνεια δεν πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή που αντιστοιχεί στην απαίτηση συνάφειας υπό τρεις προϋποθέσεις.</p>	<p>Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ</p>
<p>Για ανώμαλες επιφάνειες (π.χ. αδρανή) το c_{min} αυξάνεται κατά 5mm</p>	<p>Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ</p>
<p>Η επιφανειακή φθορά από τριβή στο σκυρόδεμα αντιμετωπίζεται με την αύξηση της επικάλυψης του σκυροδέματος. Το c_{min} αυξάνεται κατά k_1 για την κατηγορία εκδοράς ΧΜ1, κατά k_2 για την ΧΜ2 και κατά k_3 για την ΧΜ3. Οι προτεινόμενες τιμές των k_1, k_2, k_3 είναι 5mm, 10mm και 15mm</p>	<p>Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ</p>

EN 1992-1-1 : 5.1.3	ΕΚΩΣ :
<p>Για κτίρια, συνιστώνται οι ακόλουθες απλοποιημένες διατάξεις φόρτισης :</p> <p>(α) εναλλάξ ανοίγματα φέρουν το μεταβλητό και το μόνιμο φορτίο σχεδιασμού ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), ενώ τα άλλα ανοίγματα φέρουν μόνο το μόνιμο φορτίο σχεδιασμού ($\gamma_G G_k + P_m$)</p> <p>(β) οποιαδήποτε δύο διπλανά ανοίγματα φέρουν το μεταβλητό και το μόνιμο φορτίο σχεδιασμού ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$). Όλα τα άλλα ανοίγματα φέρουν μόνο το μόνιμο φορτίο σχεδιασμού ($\gamma_G G_k + P_m$)</p>	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ

Πίνακας 14. Συνδυασμοί φορτίσεων.

EN 1992-1-1 : 5.3.1	ΕΚΩΣ : 18.1.1 , 18.2.1 , 18.2.2.1 , 18.2.2.3 , 18.3.1, 18.4.2 18.5.1
<p>Δοκός είναι ένα δομικό στοιχείο για το οποίο το άνοιγμα του δεν είναι μικρότερο από τρεις φορές το ύψος της διατομής. Διαφορετικά θεωρείται υψίκορμη δοκός</p>	<p>Για κάθε δοκό πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα $b_w \geq 200\text{mm}$ ενώ για δοκούς με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας ισχύει:</p> <p>α) $b_w < 2 \cdot b_c$ και $b_w < b_c + h_c / 2$ όπου b_c, h_c διαστάσεις υποστυλώματος</p> <p>β) ο λόγος ανοίγματος προς ύψος να είναι τουλάχιστον ίσος προς 4</p> <p>γ) η εκκεντρότητα του άξονα της δοκού να μην υπερβαίνει το 1/3 του πλάτους του υποστυλώματος που τη στηρίζει στη θέση του κόμβου</p> <p>Ενώ για την λεπτόκορμη δοκό πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής συνθήκες: $b_w > l_o / 50$ και $b_w > h_b / 8$</p>
<p>Πλάκα είναι ένα δομικό στοιχείο για το οποίο η ελάχιστη διάσταση ακμής δεν είναι μικρότερη από 5 φορές το συνολικό πάχος της πλάκας</p>	<p>Πλάκα είναι ένα δομικό στοιχείο για το οποίο η ελάχιστη διάσταση της ακμής δεν είναι μικρότερη από 4 φορές το συνολικό πάχος της πλάκας</p>
<p>Μια πλάκα με νευρώσεις δεν είναι απαραίτητο να αντιμετωπίζεται ως συντιθέμενη από διακριτά στοιχεία αν ισχύουν τα παρακάτω :</p> <ul style="list-style-type: none"> -η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων δεν υπερβαίνει τα 1500mm -το ύψος της νευρώσης κάτω από την πλάκα δεν υπερβαίνει το 4πλάσιο του πλάτους της -το πάχος της πλάκας είναι τουλάχιστον ίσο με το 1/10 της καθαρής απόστασης μεταξύ των νευρώσεων ή 50mm -προβλέπονται εγκάρσιες νευρώσεις σε καθαρή απόσταση που δεν υπερβαίνει το 10πλάσιο του συνολικού πάχους της πλάκας 	<p>Μια πλάκα με νευρώσεις δεν είναι απαραίτητο να αντιμετωπίζεται ως συντιθέμενη από διακριτά στοιχεία αν ισχύουν τα παρακάτω :</p> <ul style="list-style-type: none"> -η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων είναι μικρότερη από 700mm -το πάχος της πάνω ή της κάτω πλάκας πρέπει να είναι τουλάχιστον το 1/10 της ελεύθερης απόστασης των νευρώσεων ή 50mm -προβλέπονται εγκάρσιες νευρώσεις σε καθαρή απόσταση που δεν υπερβαίνει το 10πλάσιο του συνολικού πάχους της πλάκας

Πίνακας 15. Δομικά συστήματα. (δοκός-πλάκα)

<p>Υποστώλιωμα είναι ένα δομικό στοιχείο για το οποίο το ύψος της διατομής δεν υπερβαίνει το 4πλάσιο του πλάτους και το ύψος του στοιχείου είναι τουλάχιστον 3πλάσιο του ύψους της διατομής. Αλλιώς πρέπει να θεωρείται τοίχωμα</p>	<p>Υποστώλιωμα είναι ένα δομικό στοιχείο για το οποίο η ελάχιστη διάσταση της διατομής είναι τουλάχιστον 250mm. Για γωνιακά υποστωλώματα (μορφής Γ) το κάθε σκέλος πρέπει να έχει πάχος τουλάχιστον 200mm και μήκος τουλάχιστον 350mm.</p> <p>Τοίχωμα θεωρείται το κατακόρυφο στοιχείο με μήκος $l_w > 4b$. Τέλος για τοιχώματα που καταλήγουν σε υποστωλώματα πρέπει να ισχύει $b \geq 150\text{mm}$ ενώ σε άλλες περιπτώσεις το πλάτος b πρέπει να είναι τουλάχιστον 250mm</p>
---	--

Πίνακας 16. Δομικά συστήματα. (υποστώλιωμα)

EN 1992-1-1 : 5.3.2.1	ΕΚΩΣ : 8.4
<p>Για τον προσδιορισμό της απόστασης l_o μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών ισχύουν τα παρακάτω :</p> <ul style="list-style-type: none"> -για ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού μήκους l_1, $l_o = 0,85 l_1$ -για μεσαίο άνοιγμα συνεχούς δοκού μήκους l_2, $l_o = 0,70 l_2$ -για προβόλους μήκους l_3 και διπλανού ανοίγματος l_2, $l_o = 0,15 l_2 + l_3$ -μεσαία στηρίγματα με διαδοχικά ανοίγματα l_1 και l_2, $l_o = 0,15 (l_1 + l_2)$ 	<p>Για τον προσδιορισμό της απόστασης l_o μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών ισχύουν τα παρακάτω :</p> <ul style="list-style-type: none"> -για ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού μήκους l_1, $l_o = 0,80 l_1$ -για μεσαίο άνοιγμα συνεχούς δοκού μήκους l_2, $l_o = 0,60 l_2$ -για προβόλους μήκους l_3 και διπλανού ανοίγματος l_2, $l_o = 0,50 l_2 + l_3$ -μεσαία στηρίγματα με διαδοχικά ανοίγματα l_1 και l_2, $l_o = 0,15 (l_1 + l_2)$ (ίδιο με Ευρωκώδικα)
<p>Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff}, προκύπτει ως $b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$ όπου $b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_o \leq 0.2l_o$ και $b_{eff,i} \leq b_i$</p>	<p>Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff}, υπολογίζεται ως $b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$ Το $b_{eff,i}$ προκύπτει από τους Πίνακες P5.1(a)-(b) και εξαρτάται από το είδος του διαγράμματος ροπών και του λόγου h_f/h όπου h_f ύψος πλάκας και h ύψος πλακοδοκού</p>

Πίνακας 17. Δομικά συστήματα. (πλακοδοκός)

	l_o (m)	καθ. απο. δοκών (m)	b_w (m)	h_f (m)	h (m)	h_f/h	b_i/l_o	$b_{eff,i}$ (m)	b_{eff} (m)
EC2	7	5	0.30	0.20	0.6	—	—	1.2	<u>2.7</u>
ΕΚΩΣ	7	5	0.30	0.20	0.6	0.33	0.35	1.7	<u>3.7</u>

Πίνακας 18. Σύγκριση συνεργαζόμενων πλάτων.

EN 1992-1-1 : 5.3.2.2	ΕΚΩΣ : 7.2.2
<p>Το θεωρητικό άνοιγμα l_{eff} ενός δομικού στοιχείου υπολογίζεται ως εξής :</p> $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$ <p>όπου l_n καθαρή απόσταση μεταξύ των παρειών των στηρίξεων ενώ a_1 και a_2 ανάλογα την περίπτωση :</p> <p>- $a_i = \min(1/2h; 1/2t)$ για μη συνεχή στοιχεία, για συνεχή στοιχεία, για προβόλους και για στηρίξεις θεωρούμενες ως άστρεπτες (όπου h το πάχος και t το πάχος της στήριξης). Λεπτομερής απεικόνιση στο Σχήμα 5.3</p> <p>- λεπτομερή απεικόνιση των συμβολισμών a_i στο Σχήμα 5.3</p> <p>Παρατήρηση : Παράμετρος υπολογισμού των a_i αποτελεί το πάχος h της πλάκας, κάτι που δεν ισχύει στον ΕΚΩΣ</p>	<p>Το θεωρητικό άνοιγμα l ενός δομικού στοιχείου υπολογίζεται ως εξής :</p> $l = l_n + \alpha_1 + \alpha_2$ <p>όπου l_n καθαρή απόσταση μεταξύ των παρειών των στηρίξεων ενώ α_1 και α_2 ανάλογα την περίπτωση :</p> <p>-για μη συνεχή στοιχεία $\alpha_i = \min(1/3t ; 0.025l_n)$</p> <p>-για συνεχή στοιχεία $\alpha_i = 1/2t$</p> <p>-για στηρίξεις θεωρούμενες ως άστρεπτες $\min(1/2t_4 ; 0.025l_n)$</p> <p>-για πακτωμένο πρόβολο $\alpha_i = 0$</p> <p>Λεπτομερής απεικόνιση των συμβολισμών στο Σχήμα 5.3</p> <p>Παρατήρηση : Στους υπολογισμούς των α_i λαμβάνεται υπόψη το καθαρό άνοιγμα l_n και όχι το πάχος h της πλάκας</p>
<p>Στην περίπτωση που μια δοκός ή πλάκα είναι συνεχής επί μιας στήριξης η οποία μπορεί να θεωρηθεί ελευθέρως στρεπτή (π.χ. επί τοιχωμάτων), η καμπτική ροπή σχεδιασμού στη</p>	<p>Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ</p>
<p>στήριξη υπολογιζόμενη επί τη βάση ενός ανοίγματος ίσου με την αξονική απόσταση μεταξύ των στηρίξεων μπορεί να μειώνεται κατά μια τιμή $\Delta M_{Ed} = F_{ed,sup} t / 8$</p>	

Πίνακας 19. Θεωρητικό άνοιγμα δοκών και πλακών.

EN 1992-1-1 : 5.6.2	ΕΚΩΣ : 9.1.4
<p>Η πλαστική ανάλυση χωρίς κανέναν άμεσο έλεγχο της στροφικής ικανότητας μπορεί να χρησιμοποιείται υπό τις παρακάτω προϋποθέσεις :</p> <p>-το εμβαδόν του εφελκόμενου σπλισμού περιορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε σε κάθε διατομή: $x_w/d \leq 0.25$ για σκυροδέμα $\leq C50/60$ $x_w/d \leq 0.15$ για σκυροδέμα $\geq C55/67$</p> <p>-ο χάλυβας σπλισμού είναι είτε Β είτε C</p> <p>-ο λόγος των ροπών σε ενδιάμεσες στηρίξεις προς τις ροπές ανοίγματος κυμαίνεται από 0.5 έως 2</p>	<p>Η πλαστική ανάλυση χωρίς κανέναν άμεσο έλεγχο της στροφικής ικανότητας μπορεί να χρησιμοποιείται υπό τις παρακάτω προϋποθέσεις :</p> <p>-ο εφελκόμενος σπλισμός δεν υπερβαίνει το μισό εκείνου που αντιστοιχεί σε διατομή για την οποία η ΟΚΑ σε κάμψη χαρακτηρίζεται από τις παρακάτω παραμορφώσεις :</p> $\epsilon_s = \epsilon_{yd} \text{ και } \epsilon_c = -0.0035$ <p>-εάν εφαρμόζεται η στατική μέθοδος ο λόγος των χρησιμοποιημένων ροπών στήριξης προς τις τιμές τους πρέπει να κείται μεταξύ :</p> <p>0.50 και 1.25 για χάλυβες θερμής έλασης 0.75 και 1.25 για χάλυβες ψυχρής κατεργασ. 0.85 και 1.15 για τένοντες με συνάφεια</p> <p>-εάν εφαρμόζεται κινηματική μέθοδος ο λόγος των ροπών στήριξης προς τις ροπές ανοίγματος :</p> <p>0.50 και 2.00 για χάλυβες θερμής έλασης 0.75 και 1.33 για χάλυβες ψυχρής κατεργασίας 0.85 και 1.15 για τένοντες με συνάφεια</p>

Πίνακας 20. Πλαστική ανάλυση δοκών, πλαισίων και πλακών.

EN 1992-1-1 : 5.8.9	ΕΚΩΣ : 14.4.7.2
Επιτρέπεται χωριστός σχεδιασμός σε κάθε διεύθυνση όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες : $\lambda_y/\lambda_z \leq 2$ και $\lambda_z/\lambda_y \leq 2$ $\frac{e_y/h}{e_z/b} \leq 0,2$ ή $\frac{e_z/b}{e_y/h} \leq 0,2$	Επιτρέπεται χωριστός σχεδιασμός σε κάθε διεύθυνση όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες : $\frac{e_y/h}{e_z/b} \leq 0,2$ και $e_z \leq 0.2b$ ή $\frac{e_z/b}{e_y/h} \leq 0,2$ δεν υπάρχει κριτήριο σχετικά με την λυγηρότητα
Σε περίπτωση που δεν ικανοποιούνται οι παραπάνω συνθήκες για τον σχεδιασμό της διατομής έναντι διαξονικής κάμψης χρησιμοποιείται το παρακάτω απλοποιητικό κριτήριο : $\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ
Δεν γίνεται λόγος στον Ευρωκώδικα	Αν $e_z \geq 0.2b$ τότε ο έλεγχος για κάμψη περί τον δευτερεύοντα άξονα της διατομής βασίζεται στο μειωμένο πλάτος b'

Πίνακας 21. Διαξονική κάμψη.

EN 1992-1-1 : 6.1	ΕΚΩΣ : 10.4.2, 10.4.3.1, 10.4.3.2, 10.4.4
Η θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος δεν πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές ϵ_{cu2} , ϵ_{cu3} ανάλογα με το αν χρησιμοποιείται το παραβολικό-ορθογωνικό ή το διγραμμικό διάγραμμα αντίστοιχα. Οι παραμορφώσεις του χαλαρού ή του προεντεταμένου οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνουν την τιμή ϵ_{ud} (από το διγραμμικό διάγραμμα με τον κεκλιμένο ή τον οριζόντιο δεύτερο κλάδο)	Η θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή ϵ_{cu} του παραβολικού-ορθογωνικού διαγράμματος, ενώ επιτρέπεται η χρήση κατάλληλου γραμμικοποιημένου διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων. Τέλος οι παραμορφώσεις του χαλαρού ή του προεντεταμένου οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνουν την τιμή ϵ_{su} από το διγραμμικό διάγραμμα με οριζόντιο δεύτερο κλάδο

Πίνακας 22. Κάμψη με ή χωρίς αξονική δύναμη.

EN 1992-1-1 : 6.2.2 (και εν μέρει 6.2.1)	ΕΚΩΣ : 11.1
<p>Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα υπολογίζεται ως εξής :</p> $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$ <p>και $V_{Rd,cmin} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$</p> <p>Όπου</p> $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ , με } d \text{ σε mm}$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$ <p>A_{sl} είναι το εμβαδό του εφελκυσμένου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq l_{bd} + d$ από την εξεταζόμενη διατομή (βλέπε Σχήμα 6.4)</p> <p>b_w πλάτος της διατομής στην εφελκυσμένη ζώνη (mm)</p> <p>$C_{Rd,c}$ είναι $0,18/\gamma_c$</p> <p>k_1 ισούται με $0,15$</p> $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ <p>$V_{Rd,c}$ σε N</p> <p>Όταν ικανοποιείται η ανίσωση $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ τότε δεν απαιτείται υπολογιστικός οπλισμός διάτμησης παρά μόνον ο ελάχιστος οπλισμός που δίνεται στη παράγραφο 9.2.2</p> <p>Σε στοιχεία που φέρουν κυρίως ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία η τέμνουσα σχεδιασμού $V_{Rd,c}$ δεν χρειάζεται να ελέγχεται σε απόσταση μικρότερη του d (στατικό ύψος της διατομής) από την παρειά της στήριξης</p>	<p>Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα υπολογίζεται ως εξής :</p> $V_{Rd1} = [\tau_{Rd1} k (1.20 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$ <p>Όπου</p> $k = 1.60 \cdot d \text{ σε m}$ $\tau_{Rd1} = 0.25 \cdot f_{ctd}$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$ <p>A_{sl} είναι το εμβαδό του εφελκυσμένου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq l_{net} + d$ από την εξεταζόμενη διατομή (βλέπε Σχήμα 6.4)</p> <p>b_w πλάτος της διατομής στην εφελκυσμένη ζώνη</p> <p>Όταν ικανοποιείται η ανίσωση $V_{Ed} \leq V_{Rd1}$ τότε δεν απαιτείται υπολογιστικός οπλισμός διάτμησης παρά μόνον ο ελάχιστος οπλισμός που δίνεται στις παραγράφους 18.1.6 και 18.3.4</p> <p>Ο παραπάνω έλεγχος δεν είναι απαραίτητος για διατομές που βρίσκονται μεταξύ της παρειάς μιας άμεσης στήριξης και μέχρι απόστασης d από αυτήν. Είναι όμως υποχρεωτικός όταν υπάρχουν συγκεντρωμένα φορτία ή όταν η στήριξη είναι έμμεση</p>

Πίνακας 23. Στοιχεία χωρίς απαίτηση οπλισμού διάτμησης.

<p>Σε προεντεταμένα στοιχεία σε περιοχές που δεν έχουν ρηγματωθεί λόγω κάμψης η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση :</p> $V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}}$	<p>Δεν γίνεται κάποια αναφορά</p>
<p>Όταν φορτίο ασκείται στην πάνω παρειά δομικού στοιχείου μέσα σε μια απόσταση $0,5d \leq a_v \leq 2d$ από την παρειά της στήριξης, τότε το φορτίο αυτό συμβάλλει στην τέμνουσα πολλαπλασιάζοντας την τιμή της με το συντελεστή $\beta = a_v/2d$. Παρολαυτά η τέμνουσα V_{Ed}, υπολογιζόμενη χωρίς τη μείωση κατά β, πρέπει να πληρεί τη συνθήκη :</p> $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$ <p>Όπου $v = 0,6 [1 - f_{ck}/250]$</p>	<p>Όταν φορτίο ασκείται στην πάνω παρειά δομικού στοιχείου μέσα σε μια απόσταση $a_v \leq 2,5d$ από τον άξονα της στήριξης, η τιμή του τ_{Rd} επιτρέπεται να αυξηθεί κατά $\beta = 2.5d/a_v$.</p> <p>Η αυξημένη V_{Rd1} πρέπει να ικανοποιεί την ανίσωση :</p> $V_{Rd1} \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$

EN 1992-1-1 : 6.4.3	ΕΚΩΣ : 13.3
<p>Πρέπει να γίνονται οι εξής έλεγχοι :</p> <p>-Στην περίμετρο του υποστυλώματος δεν επιτρέπεται η υπέρβαση της μέγιστης αντοχής σε διάτρηση</p> $v_{Ed} < v_{Rd,max}$ <p>όπου</p> $v_{Rd,max} = 0.5v_{fcd}$ <p>-Στην βασική περίμετρο ελέγχου u_1 (σε απόσταση $2d$ από την παρειά του υποστυλώματος) υπολογίζουμε την αντοχή της πλάκας έναντι διάτρησης $v_{Rd,c}$ και την συγκρίνουμε με την δρώσα τάση</p> <p>(α) Όταν $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ δεν απαιτείται οπλισμός διάτρησης</p> <p>(β) Όταν $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ τότε απαιτείται οπλισμός διάτρησης</p>	<p>Στην βασική περίμετρο ελέγχου υπολογίζουμε την αντοχή της πλάκας έναντι διάτρησης $v_{Rd,1}$ και την συγκρίνουμε με την δρώσα τάση v_{Sd}</p> <p>(α) Όταν $v_{Sd} \leq v_{Rd,1}$ δεν απαιτείται οπλισμός διάτρησης</p> <p>(β) Όταν $v_{Sd} > v_{Rd,1}$ τότε απαιτείται οπλισμός διάτρησης και γενικά ισχύει :</p> $v_{Sd} \leq v_{Rd2} = 1.6v_{Rd1}$ $v_{Sd} \leq v_{Rd3}$ $v_{Rd3} = v_{Rd1} + \sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha / u$
<p>Η ασκούμενη διατμητική τάση ισούται με :</p> $v_{Ed} = V_{Ed} / u_i d$ <p>Όπου</p> <p>V_{Ed} δρώσα τέμνουσα</p> <p>u_i η εκάστοτε περίμετρος ελέγχου</p> <p>d το στατικό ύψος της πλάκας</p>	<p>Η ασκούμενη διατμητική τάση ισούται με :</p> $v_{Sd} = V_{Sd} / u_i$ <p>Όπου</p> <p>V_{Sd} δρώσα τέμνουσα</p> <p>u_i η εκάστοτε περίμετρος</p>
<p>Όταν η αντίδραση σε μια στήριξη δρα έκκεντρα ως προς την περίμετρο ελέγχου η μέγιστη διατμητική τάση υπολογίζεται ως εξής :</p> $v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}$ <p>Όπου</p> <p>β συντελεστής εκκεντρότητας</p>	<p>Στην περίπτωση έκκεντρου φορτίου η τιμή της v_{Sd} πολλαπλασιάζεται επί ένα αυξητικό συντελεστή β:</p> <p>-για γωνιακά υποστυλώματα $\beta=1.50$</p> <p>-για περιμετρικά υποστυλώματα $\beta=1.40$</p> <p>-για εσωτερικά υποστυλώματα $\beta=1.15$ (όμοια με τον Ευρωκώδικα)</p>

<p>Ο συντελεστής β μπορεί :</p> <p>(i) να λάβει προσεγγιστικές τιμές</p> <p>$\beta=1.5$ για γωνιακό υποστυλώμα</p> <p>$\beta=1.4$ για περιμετρικό υποστυλώμα</p> <p>$\beta=1.15$ για εσωτερικό υποστυλώμα</p> <p>(ii) να υπολογιστεί από αναλυτικές σχέσεις</p>	
---	--

Πίνακας 24. Υπολογισμός της τέμνουσας διάτρησης.

EN 1992-1-1 : 6.4.4	ΕΚΩΣ : 13.4
<p>Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτρηση υπολογίζεται ως εξής :</p> $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}$ <p>και</p> $v_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$ <p>όπου</p> <p>$C_{Rd,c}$ παίρνει την τιμή $0,18/\gamma_c$</p> <p>k_1 είναι $0,1$</p> <p>$k = 1 + (200/d)^{0.5}$, d σε mm</p> <p>$\rho_l (\rho_l \rho_{ly})^{0.5}$</p>	<p>Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτρηση υπολογίζεται ως εξής :</p> $v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot \kappa \cdot (1.20 + 40 \rho_l) \cdot d$ $\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctd}$ $\kappa = 1.60 - d \geq 1$ $\rho_l (\rho_l \rho_{ly})^{0.5}$ <p>Η v_{Rd1} μπορεί να αυξηθεί κατά $0,15 \sigma_{cp}$</p>

Πίνακας 25. Αντοχή σε διάτρηση χωρίς οπλισμό διάτρησης.

EN 1992-1-1 : 6.4.5	ΕΚΩΣ : 13.4.2
Ο οπλισμός διάτμησης υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση: $V_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw}f_{ywd,ef}(1/(u_1 d))\sin\alpha$	Ο οπλισμός διάτμησης υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση : $V_{Rd3} = v_{Rd1} + \sum A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha / u$
Η περίμετρος ελέγχου πέρα από την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης u_{out} υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση : $u_{out} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} d)$ Η τελευταία σειρά οπλισμού δεν επιτρέπεται να τοποθετηθεί σε απόσταση μεγαλύτερη από 1.5d από την εξώτατη περίμετρο (προς το εσωτερικό της) λεπτομερής απεικόνιση της περιμέτρου και της τοποθέτησης του οπλισμού στο Σχήμα 6.9	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ για περίμετρο ελέγχου πέρα από την οποία δεν απαιτείται οπλισμός

Πίνακας 26. Αντοχή σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης.

EN 1992-1-1 : 7.3.2	ΕΚΩΣ : 15.5
Ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός (για την αποφυγή ρηγματώσεως) για τα επιμέρους μέρη που συνθέτουν μια διατομή (πέλματα, κορμοί) υπολογίζεται ως εξής : $A_{s,min} \sigma_s = k_c k_{ct,eff} A_{ct} \quad (c)$	Ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός υπολογίζεται ως εξής : $A_s = k \cdot f_{ctm} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$
Το k είναι ένας συντελεστής για να ληφθεί υπόψη η επιρροή των ανομοιομορφων αυτοισορροπούμενων τάσεων. Οι τιμές που μπορεί να πάρει είναι : - $k = 1,0$ για κορμούς με $h \leq 300mm$ ή πέλματα με πλάτη $< 300mm$ - $k = 0,65$ για κορμούς με $h \geq 800mm$ πέλματα με πλάτη $> 800mm$	Δεν αναφέρεται κάτι σχετικό στον ΕΚΩΣ

Πίνακας 27. Ελάχιστος οπλισμός.

EN 1992-1-1 : 8.4	ΕΚΩΣ : 17.6.1, 17.6.2, 17.6.3
Η αγκύρωση του οπλισμού είναι απαραίτητη για την ασφαλή μεταβίβαση των δυνάμεων συνάφειας στο σκυρόδεμα χωρίς την εμφάνιση ρηγματώσεως. Οι μέθοδοι αγκύρωσης δίνονται παρακάτω	Για την αποφυγή ρηγματώσεων απαιτείται η αγκύρωση των οπλισμών. Η κατάλληλη μορφή αγκύρωσης για κάθε περίπτωση δίνεται παρακάτω

Πίνακας 28. Αγκύρωση διαμηκών ράβδων.

EN 1992-1-1 : 8.4.2	ΕΚΩΣ : 17.5
<p>Η οριακή τάση συνάφειας σχεδιασμού f_{bd} για ράβδους με νευρώσεις είναι ίση με :</p> $f_{bd}=2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ <p>- η_1 είναι συντελεστής που έχει σχέση με την ποιότητα των συνθηκών συνάφειας και τη θέση της ράβδου κατά την σκυροδέτηση. Συγκεκριμένα :</p> <p>$\eta_1 = 1,0$ για ευνοϊκές συνθήκες $\eta_1 = 0,7$ για όλες τις άλλες περιπτώσεις και για ράβδους σε δομικά στοιχεία κατασκευασμένα με ολισθαίνοντες ξυλότυπους</p> <p>-η_2 σχετίζεται με την διάμετρο των ράβδων :</p> <p>$\eta_2 = 1,0$ για $\varnothing \leq 32\text{mm}$ $\eta_2 = (132-\varnothing)/100$ για $\varnothing > 32\text{mm}$</p> $-f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$	<p>Η οριακή τάση συνάφειας για ράβδους υψηλής συνάφειας είναι :</p> $f_{bd}=2,25 \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ <p>Γίνεται αναφορά και σε λείες ράβδους αλλά οι διατάξεις του Ευρωκώδικα δεν επιτρέπουν την χρήση χάλυβα χωρίς νευρώσεις</p>
Δεν αναφέρεται κάτι σχετικό στον Ευρωκώδικα	Η ανάπτυξη και μεταβίβαση των τάσεων συνάφειας ικανοποιείται με ελάχιστη επικάλυψη $\varnothing+10\text{mm}$ ή 20mm
<p>Το βασικό μήκος αγκύρωσης στον Ευρωκώδικα συμβολίζεται ως $l_{b,rqd}$ ή l_b και υπολογίζεται ως εξής :</p> $l_{b,rqd} = (\varnothing/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$	<p>Το βασικό μήκος αγκύρωσης στον ΕΚΩΣ είναι ίσο με :</p> $l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}}$ <p>Το βασικό μήκος αγκύρωσης l_b είναι το μήκος αγκύρωσης τύπου 1 του Σχήμα 8.1 (ε2)</p>

Πίνακας 29. Οριακή τάση συνάφειας.

EN 1992-1-1 : 8.4.4	ΕΚΩΣ : 17.6.3
<p>Το μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού , l_{bd} υπολογίζεται ως εξής :</p> $l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$ <p>τα α_i είναι συντελεστές που δίνονται στον Πίνακα 8.3. Σύμφωνα με τον Πίνακα το μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού εξαρτάται από τη μορφή των ράβδων ,τον τύπο αγκύρωσης ,την επικάλυψη του σκυροδέματος και το είδος της περίσφιξης</p>	<p>Στον ΕΚΩΣ δεν γίνεται λόγος ούτε για το μήκος σχεδιασμού ούτε για ισοδύναμο μήκος αγκύρωσης του Ευρωκώδικα. Δίνεται όμως το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης $l_{b,net}$,το οποίο υπολογίζεται ως εξής :</p> $l_{b,net} = \alpha \cdot l_b (A_{s,req}/A_{s,prov}) \geq l_{b,min}$ <p>όπου :</p> <p>$\alpha=1$ για ευθύγρ. αγκύρωση υπό θλίψη ή εφελκυσμό $\alpha=0.7$ για καμπυλωτή αγκύρωση ράβδων υπό εφελκυσμό $\alpha=1$ για καμπυλωτή αγκύρωση ράβδων υπό θλίψη $\alpha=0.7$ για ευθύγραμμη αγκύρωση με εγκάρσια συγκολλημένη ράβδο</p>
<p>Αντί του μήκους αγκύρωσης σχεδιασμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά το ισοδύναμο μήκος αγκύρωσης $l_{b,eq}$ ως εξής :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\alpha_1 l_{b,rqd}$ για τις μορφές ράβδων των Σχημάτων 8.1b ,8.1c ,8.1d - $\alpha_4 l_{b,rqd}$ για τη μορφή ράβδου του Σχήματος 8.1e <p>Παρατηρείται ότι το ισοδύναμο μήκος αγκύρωσης εξαρτάται είτε από τη μορφή των ράβδων (σύμφωνα με τον συντελεστή α_1) είτε από την περίσφιξη (σύμφωνα με τον συντελεστή α_4)</p>	<p>Το $l_{b,net}$ είναι εν' γένει ευθύγραμμο, στην περίπτωση όμως καμπύλων αγκυρώσεων επιτρέπεται να συνυπολογίζεται σε αυτό τόσο το καμπύλο τμήμα όσο και το ευθύγραμμο τμήμα πέραν αυτού (Σχήμα 8.1(α)). Παρατηρείται ότι το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης εξαρτάται από τον τύπο αγκύρωσης όπως και από τον λόγο του απαιτούμενο προς τον διατεθειμένο οπλισμό</p>

Πίνακας 30. Μήκος αγκύρωσης σχεδιασμού.

EN 1992-1-1 : 8.6	ΕΚΩΣ :
Η αγκύρωση του οπλισμού μπορεί να ενισχυθεί με εγκάρσιο συγκολλημένο οπλισμό	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ
Η φέρουσα ικανότητα της αγκύρωσης μέσω της συγκολλημένης ράβδου (με διάμετρο από 14mm-32mm) είναι ίση με : $F_{btd} = l_{td} \cdot \sigma_{td} \leq F_{wd}$	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ
Εάν 2 ράβδοι ίδιου μεγέθους είναι συγκολλημένες αντιδιαμετρικά στην υπό αγκύρωση ράβδο ,η φέρουσα ικανότητα που προκύπτει από την παραπάνω σχέση μπορεί να διπλασιαστεί εφόσον η εξωτερική επικάλυψη πληροί τις προϋποθέσεις του κεφαλαίου 4	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ
Εάν 2 ράβδοι είναι συγκολλημένοι στην ίδια πλευρά με ελάχιστη απόσταση 3ϕ , η φέρουσα ικανότητα μπορεί να πολλαπλασιαστεί με ένα συντελεστή 1,41	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ
Για ράβδους με διάμετρο έως και 12mm η φέρουσα ικανότητα της αγκύρωσης υπολογίζεται ως εξής : $F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi_l$	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ

Πίνακας 31. Αγκύρωση με συγκόλληση ράβδων.

EN 1992-1-1 : 9.2.1.1	ΕΚΩΣ : 18.3.2
Η συνιστώμενη τιμή του ελάχιστου διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού είναι : $A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm} / f_{yk}) \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$ Σε περίπτωση που μπορεί να γίνει αποδεκτή η πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας ,το $A_{s,min}$ μπορεί να ληφθεί ίσο με 1,2 φορές την διατομή που απαιτείται στον έλεγχο έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας	Η συνιστώμενη τιμή του ελάχιστου διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού είναι : $A_{s,min} = 0,5 \cdot (f_{ctm} / f_{yd}) \cdot b \cdot d$
Δεν γίνεται λόγος για ελάχιστο θλιβόμενο οπλισμό	Η διατομή του διαμήκους θλιβόμενου οπλισμού δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το ήμισυ του εφελκυσμένου οπλισμού
Η διατομή του εφελκυσμένου ή θλιβόμενου οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή : $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ (εκτός των περιοχών ενώσεων με υπερκάλυψη)	Η διατομή του εφελκυσμένου οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή : $A_{s,max} = (0,65 \cdot (f_{cd} / f_{yd}) \cdot (\rho' / \rho) + 0,0015) \cdot b \cdot d \leq 7 / f_{yd}$ Ενώ η συνολική διατομή του διαμήκους οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,04A_c
Εάν η αντοχή σε κάμψη είναι ίση τουλάχιστον με 1,15 φορές την καμπτική ροπή ρηγμάτωσης τότε θεωρείται επαρκής	Δεν γίνεται λόγος στον ΕΚΩΣ

Πίνακας 32. Ελάχιστα και μέγιστα ποσοστά για διαμήκης οπλισμούς σε δοκούς.

EN1992-1-1 : 9.2.2	ΕΚΩΣ : 11.2.1 , 17.9.2 , 18.3.3 , 18.3.4
Τουλάχιστον το 50% του οπλισμού διάτμησης πρέπει να έχει την μορφή συνδετήρων	Λοξοί ράβδοι επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται μόνον εφόσον υπάρχουν συγχρόνως και συνδετήρες τοποθετημένοι κατά γωνία 90° ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου (με εξαίρεση τον οπλισμό των πλακών). Επιπλέον το ποσοστό της τέμνουσας που αναλαμβάνεται από τους συνδετήρες πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο ποσοστό των λοξών ράβδων ,πιο συγκεκριμένα στην περίπτωση στοιχείου με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας το ποσοστό που αναλαμβάνεται από συνδετήρες είναι τουλάχιστον 65% (§11.2.1 ΕΚΩΣ)
Οι ελάχιστη τιμή του ποσοστού διάτμησης καθορίζεται από τη σχέση : $\rho_{w,min} = (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$	Δεν δίνεται σχέση υπολογισμού του ελάχιστου ποσοστού διάτμησης αλλά πίνακας με συνιστώμενες τιμές ανάλογα με τις ιδιότητες των υλικών (§18.3.3 ΕΚΩΣ)

Πίνακας 33. Οπλισμοί διάτμησης.

EN1992-1-1 : 9.2.3	ΕΚΩΣ : 17.9.2 , 18.3.7 , 18.3.2 , 18.3.4
Οι συνδετήρες στρέψης πρέπει να είναι κλειστοί και αγκυρωμένοι με υπερκάλυψη ή άγκιστρα άκρων (βλέπε σχήμα 9.4 για κατάλληλη διαμόρφωση των συνδετήρων)	Το κλείσιμο των συνδετήρων πρώτων γίνεται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται μήκος υπερκάλυψης l_o και δεύτερον διατάσσεται κατ' εναλλαγήν , δηλαδή σε διαφορετικές διαμήκης ράβδους (βλέπε Σχήμα 9.4) .Στην περίπτωση πλακοδοκών ακολουθείται η διαμόρφωση του Σχήματος 9.4 (§17.9.2 ΕΚΩΣ)
Το ποσοστό του ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού στρέψης προκύπτει από τη σχέση : $\rho_{w,min} = (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$	Σύμφωνα με τις παραγράφους §18.3.7 και §18.3.4 το ελάχιστο απαιτούμενο ποσοστό συνδετήρων στρέψης προκύπτει σύμφωνα με τις τιμές του Πίνακα 9.1 (α)
Η διαμήκης απόσταση μεταξύ των συνδετήρων στρέψης δεν πρέπει να ξεπερνά : (a) την τιμή $u/8$, όπου u η περίμετρος της διατομής ή (b) το $s_{l,max} = 0.75d(1+cot\alpha)$ ή (c) την μικρότερη διάσταση της διατομής	Η διαμήκης απόσταση μεταξύ των συνδετήρων στρέψης σύμφωνα με τις παραγράφους §18.3.7 και §18.3.4 δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή : - $\min\{0.8 \cdot d , u_k/8 , 300\text{mm}\}$ όταν $V_{sd} < (1/5) \cdot V_{Rd2}$ - $\min\{0.6 \cdot d , u_k/8 , 300\text{mm}\}$ όταν $(1/5) \cdot V_{Rd2} < V_{sd} \leq (2/3) \cdot V_{Rd2}$ - $\min\{0.3 \cdot d , u_k/8 , 200\text{mm}\}$ όταν $V_{sd} > (2/3) \cdot V_{Rd2}$ (όπου u_k η περίμετρος της διατομής)
Η διαμήκεις ράβδοι πρέπει να είναι διατεταγμένες έτσι ώστε να υπάρχει μία ράβδος σε κάθε γωνία και οι υπόλοιπες διανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της εσωτερικής περιμέτρου των συνδετήρων με αποστάσεις μεταξύ τους όχι μεγαλύτερες από 350mm	Το ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού που καταπονείται από στρέψη είναι : $\rho_{min} = (1/2) \cdot (f_{ctm} / f_{yd})$ (§18.3.7 , §18.3.2) Η διάταξη του οπλισμού μέσα στη διατομή ακολουθεί τις ίδιες απαιτήσεις με αυτές του EN1992-1-1

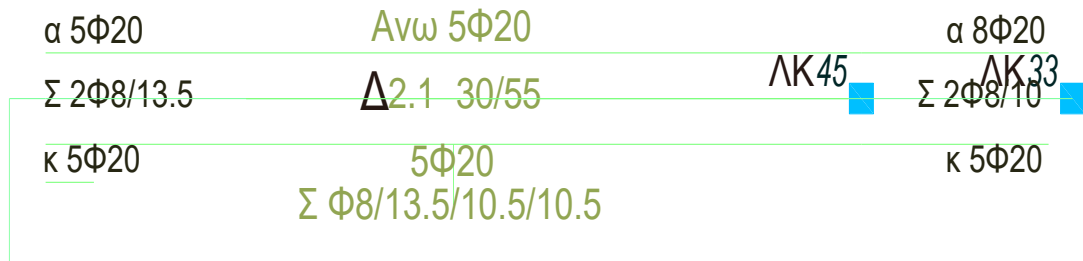
Πίνακας 34. Οπλισμοί στρέψης.

EN1992-1-1 : 9.3.1.1	ΕΚΩΣ : 18.1.4.1
Δεν γίνεται λόγος στον Ευρωκώδικα	Μπορεί να χρησιμοποιούνται το πολύ 2 διαφορετικές διαμέτροι διαμήκων ράβδων σε κάθε κατεύθυνση στην ίδια πλάκα εφόσον ισχύει η ανίσωση $\phi_{L,min} \geq 2/3 \phi_{L,max}$
Η συνιστώμενη τιμή του ελάχιστου διαμήκους οπλισμού κάμψης είναι : $A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b_c \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_c \cdot d$ Σε περίπτωση που μπορεί να γίνει αποδεκτή η πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας, το $A_{s,min}$ μπορεί να ληφθεί ίσο με 1,2 φορές την διατομή που απαιτείται στον έλεγχο έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας	Η συνιστώμενη τιμή του ελάχιστου διαμήκους οπλισμού κάμψης είναι : $A_{s,min} = \max\{0,6b \cdot d/f_{yk} ; 0,0015b \cdot d\}$ (§18.1.4.1)
Η διατομή του οπλισμού κάμψης δεν πρέπει να ξεπεράσει την τιμή : $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ (εκτός των περιοχών ενώσεων με υπερκάλυψη)	Όμοια με τις διατάξεις του EN1992-1-1
Το εμβαδόν του δευτερεύοντος οπλισμού πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσος προς το 20% του κύριου οπλισμού	Σύμφωνα με την παράγραφο §18.1.4.1 το εμβαδόν του δευτερεύοντος οπλισμού πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο προς το 20% του κύριου οπλισμού και τουλάχιστον 4φ6/m
Η απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν πρέπει να υπερβαίνει το $s_{l,max}$. Πιο συγκεκριμένα ισχύει : - για τον κύριο οπλισμό , $s_{l,max} = 3h \leq 400mm$, όπου h το πάχος της πλάκας - για τον δευτερεύοντα οπλισμό , $s_{l,max} = 3,5h \leq 450mm$ - για τον κύριο οπλισμό σε περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία ή περιοχές μέγιστων ροπών $s_{l,max} = 2h \leq 250mm$ - για τον δευτερεύοντα οπλισμό σε με συγκεντρωμένα φορτία ή περιοχές μέγιστων ροπών $s_{l,max} = 3h \leq 400mm$	Η απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από : - 1.50·h ή 200mm για τον κύριο οπλισμό - 250mm για τον δευτερεύοντα οπλισμό Ειδικότερα ο διαμήκης οπλισμός που προκύπτει λόγω συγκεντρωμένων φορτίων πρέπει να κατανέμεται σε πλάτος $s_y = 0,5 \cdot b_m \geq t_y$. Επιπλέον κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία πρέπει να διατάσσεται πρόσθετος εγκάρσιος οπλισμός , ίσος τουλάχιστον με το 60% του οπλισμού που προέκυψε λόγω φορτίου . Ο πρόσθετος αυτός οπλισμός πρέπει να κατανέμεται σε πλάτος ίσο με το μισό του πλάτους διανομής b_m του συγκεντρωμένου φορτίου , αλλά όχι μικρότερο του πλάτους εισαγωγής του συγκεντρωμένου φορτίου στο μέσο επίπεδο της πλάκας κατά τη διεύθυνση του κύριου οπλισμού t_x . (βλέπε σχήμα 9.6)

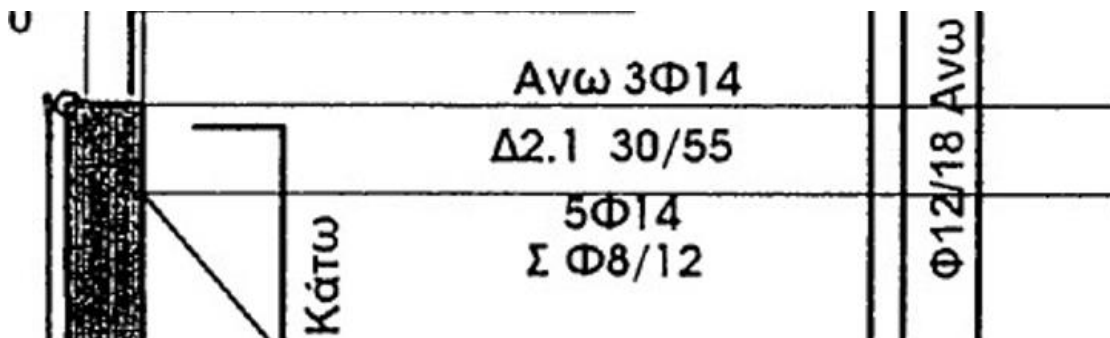
Πίνακας 35. Οπλισμός κάμψης πλακών.

4.2 Σύγκριση παλαιάς και νέας μελέτης (ενδεικτικές διαφορές)

- Σύγκριση δοκού του πρώτου ορόφου

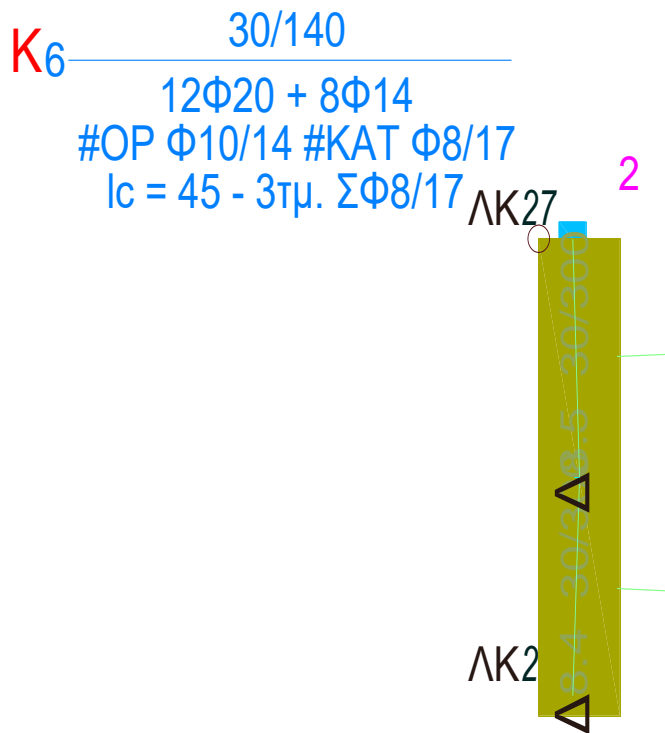


Στη δοκό 2.1 ο διαμήκης οπλισμός άνω είναι 5Φ20 στη νέα μελέτη, άρα τα σίδηρα είναι περισσότερα και σε πιο κοντινή απόσταση.



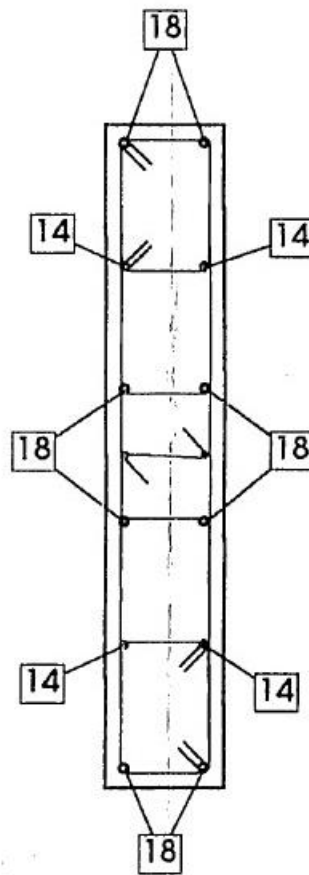
Στη δοκό 2.1 ο διαμήκης οπλισμός άνω είναι 3Φ14 με βάση την παλαιά μελέτη.

- Σύγκριση υποστυλώματος Κ6 του πρώτου ορόφου

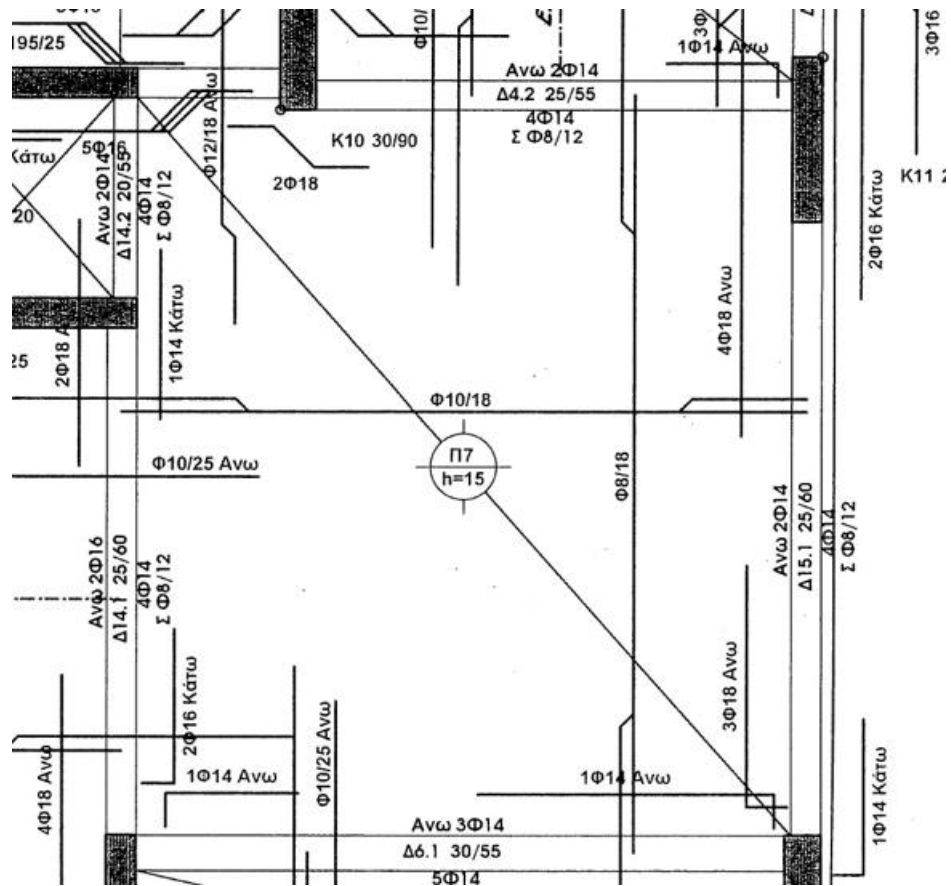


Στη νέα μελέτη ο οπλισμός που προκύπτει στο υποστύλωμα Κ6 είναι 12Φ20+8Φ14

Κ6 ————— 25/140
8Φ18 + 4Φ14
#ΟΡ Φ8/16 #ΚΑΤ Φ10/20
L = 56 - 4τμ. ΣΦ8/7



Στη παλαιά μελέτη ο οπλισμός του υποστυλώματος είναι 8Φ18+4Φ14



Το πάχος της συγκεκριμένης πλάκας είναι 15cm στην παλαιά μελέτη και ο οπλισμός είναι $\Phi 10/18$ στη μία διεύθυνση και $\Phi 8/18$.

4.3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ολοκληρώνοντας την πτυχιακή εργασία εξάγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

Η νομοθεσία που διέπει τους ελέγχους αντοχής των κατασκευών χρήζει ιδιαίτερης προσοχής και ενασχόλησης λόγω του διακυβεύματος που είναι η σωστή στατική λειτουργία και η προστασία της ανθρώπινης ζωής.

Τα ηλεκτρονικά προγράμματα που αναπτύσσονται για τον υπολογισμό στατικών μελετών είναι άκρως απαραίτητα για μεγάλες μελέτες και προσφέρουν στον χρήστη πολλά πλεονεκτήματα, χρόνου, ορθότητας και παρουσίασης.

Τα ηλεκτρονικά προγράμματα δεν αντικαθιστούν την ορθή και βαθιά γνώση που θα πρέπει να έχει ο χρήστης του και ειδικά όταν αφορά ένα τόσο σημαντικό αντικείμενο όπως είναι η στατικότητα των κατασκευών.

Η ορθή εφαρμογή της νομοθεσίας έγκειται και στην εμπειρία του χρήστη, διότι από κατασκευαστικής πλευράς υπάρχουν επιλογές και διαφοροποιήσεις που θα πρέπει να ευσταθούν από πλευράς μελέτης.

Εκτός από την ορθή στατική μελέτη, πολύ σημαντικός παράγοντας στην εξέλιξη της κατασκευής είναι η ορθή κατασκευή που εμπεριέχει πάρα πολλούς παράγοντες, όπως οι καιρικές συνθήκες, η ορθή χρήση των υλικών, η ορθή τοποθέτηση των υλικών, κ.α.

Τόσο με την εξέλιξη της τεχνολογίας όσο και με την εξέλιξη των υλικών θα πρέπει να ανανεώνονται και να αναθεωρούνται οι κείμενες διατάξεις που αφορούν την στατικότητα των κατασκευών.

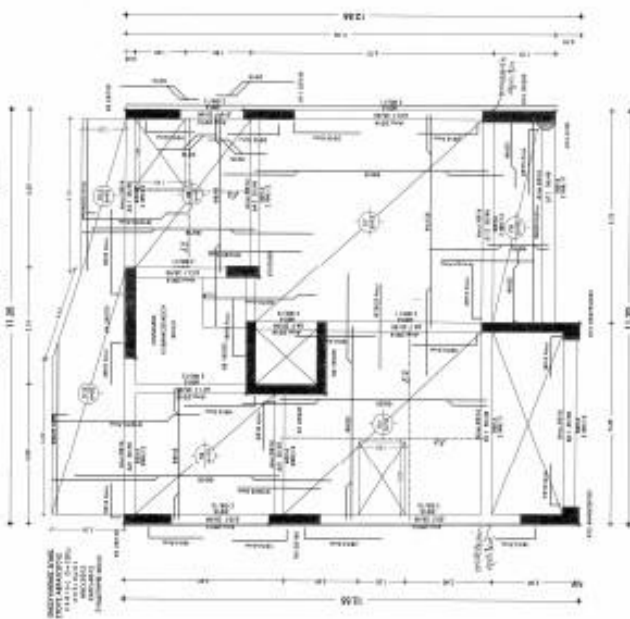
Μεταξύ της παλαιάς και της νέας μελέτης έχουμε :

- Έχουμε την ύπαρξη νέων συντελεστών ασφαλείας και διαφορές στις τιμές τους.
- Έχουμε την ύπαρξη νέων φορτίων και διαφορές στις τιμές τους.
- Στη παλαιά μελέτη χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20 ενώ στη νέα μελέτη C25/30
- Στη παλαιά μελέτη ο βασικός οπλισμός των πλακών είναι $\Phi 8/18$ και $\Phi 8/20$, ενώ στη νέα μελέτη είναι $\Phi 8/24$ και $\Phi 8/25$.
- Έχουμε μια αύξηση στο πάχος των πλακών της τάξεων των 2-3 εκατοστών.

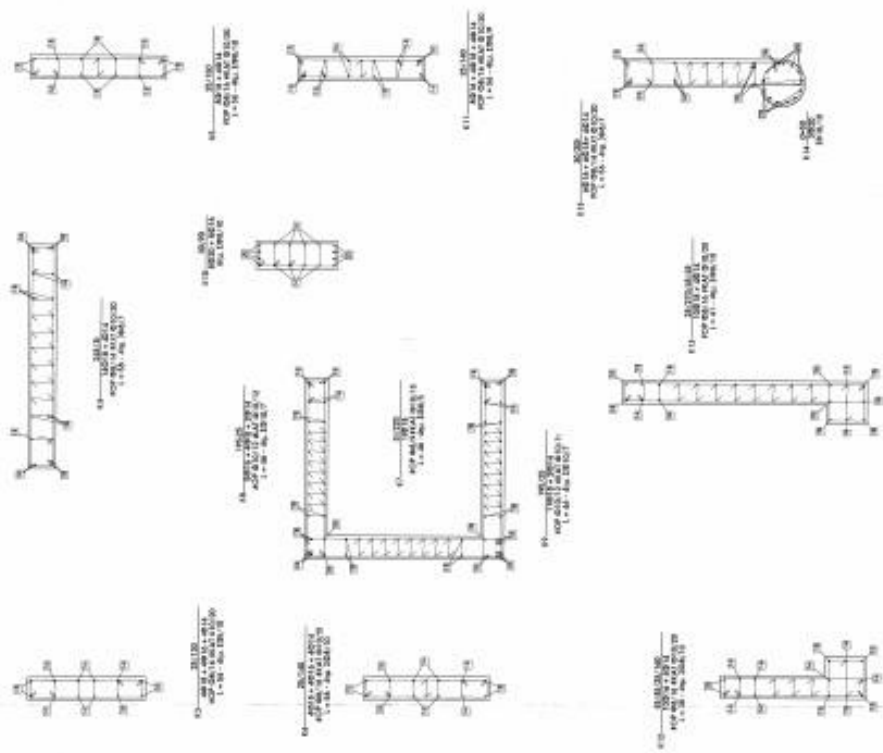
- Καλαϊτζοπούλου Γαλήνη, «Σύγκριση Ευρωκώδικα 2-1-1 με ΕΚΩΣ», ΕΜΠ, Αθήνα, 2011.
- Νέος κανονισμός Ωπλισμένου σκυροδέματος, ΦΕΚ 227β, 28 Μαρτίου 1995.
- Νέος αντισεισμικός κανονισμός, ΦΕΚ 613β, 12 Οκτωβρίου 1992.
- Τροποποιήσεις και συμπληρώσεις του ΝΕΑΚ, ΦΕΚ 534β, 20 Ιουνίου 1995.
- Συμπλήρωση της άνω απόφασης, ΦΕΚ 588, 6 Ιουλίου 1995.
- Βάσεις σχεδιασμού, EN1990 2002
- Δράσεις στους φορείς, EN1991-1 2002
- Κανονισμός Σκυροδέματος, EN1992-1 2004
- Κανονισμός κατασκευών από Χάλυβα, EN1993-1 2006
- Κανονισμός κατασκευών από τοιχοποιία, EN1996-1 2006
- Γεωτεχνικός Σχεδιασμός, EN1997-1 2004
- Αντισεισμικός Κανονισμός, EN1998-1,5 2004
- Προσθήκες - Ενισχύσεις – Αποτίμηση, EN1998-3 2005, ΚΑΝ.ΕΠΕ ΦΕΚ 187/Β/5/9/13
- <http://maps.gov.gr/> Ιστότοπος Ελληνικού Κτηματολογίου
- https://gissrvweb.geopatras.gr/publish_t/webapps/dp/ Ιστότοπος ψηφιακού Σχεδίου Πόλεως Πατρέων.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α ΕΓΚΕΚΡΙΜΕΝΑ ΣΧΕΔΙΑ ΕΥΛΟΤΥΠΩΝ

Ευλόγητος Οροφής Δι Ορόφου



Λεπτομέρειες Οπλισής Υποστ/των Δι Ορόφου



ΠΑΡΑΛΟΓΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΕΣ	
1. ΟΡΟΦΗ	1.1. ΟΡΟΦΗ
2. ΟΡΟΦΗ	2.1. ΟΡΟΦΗ
3. ΟΡΟΦΗ	3.1. ΟΡΟΦΗ
4. ΟΡΟΦΗ	4.1. ΟΡΟΦΗ
5. ΟΡΟΦΗ	5.1. ΟΡΟΦΗ
6. ΟΡΟΦΗ	6.1. ΟΡΟΦΗ
7. ΟΡΟΦΗ	7.1. ΟΡΟΦΗ
8. ΟΡΟΦΗ	8.1. ΟΡΟΦΗ
9. ΟΡΟΦΗ	9.1. ΟΡΟΦΗ
10. ΟΡΟΦΗ	10.1. ΟΡΟΦΗ
11. ΟΡΟΦΗ	11.1. ΟΡΟΦΗ
12. ΟΡΟΦΗ	12.1. ΟΡΟΦΗ

	ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΗ ΜΑΡΙΑ - ΣΑΒΒΗ & ΣΥΝΕΤΑΙΡΟΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΡΓΑ ΝΕΑ ΤΕΧΝΟΛΟΓΗ ΟΡΟΣΟΜΗ ΜΕ ΠΛΟΟΣ - ΥΠΟΣΟΜΗ & Δ.Ο.Μ.Α. ΟΔΟΣ ΕΡΕΙΒΑΤΙΟΥ 4 Ο.Τ. 1 - 1494 ΑΡΧΑΪΟ ΤΕΧΝΩΝ ΑΛΙΑΔΕΙΩΤΕ
ΕΡΕΥΝΗΤΕΣ ΜΑΡΙΑ - ΣΑΒΒΗ ΣΑΒΒΗΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΟΙ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	ΑΥΤΟΝΟΜΟ ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΜΟΝΟΤΑΞΙΑΣ ΜΕ ΟΡΟΣΟΜΗ ΤΕΤΡΑΠΛΗΣ (80) ΚΑΡΔΙΑΣ 110x4 10 ΕΡΕΥΝΑ

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

1. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή του υποσώματος της οροφής.
2. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή του οροφής.
3. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
4. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
5. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
6. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
7. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
8. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
9. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
10. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
11. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.
12. Ολοκληρώθηκε η κατασκευή της οροφής.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΝΕΑ ΣΧΕΔΙΑ ΕΥΛΟΤΥΠΩΝ

