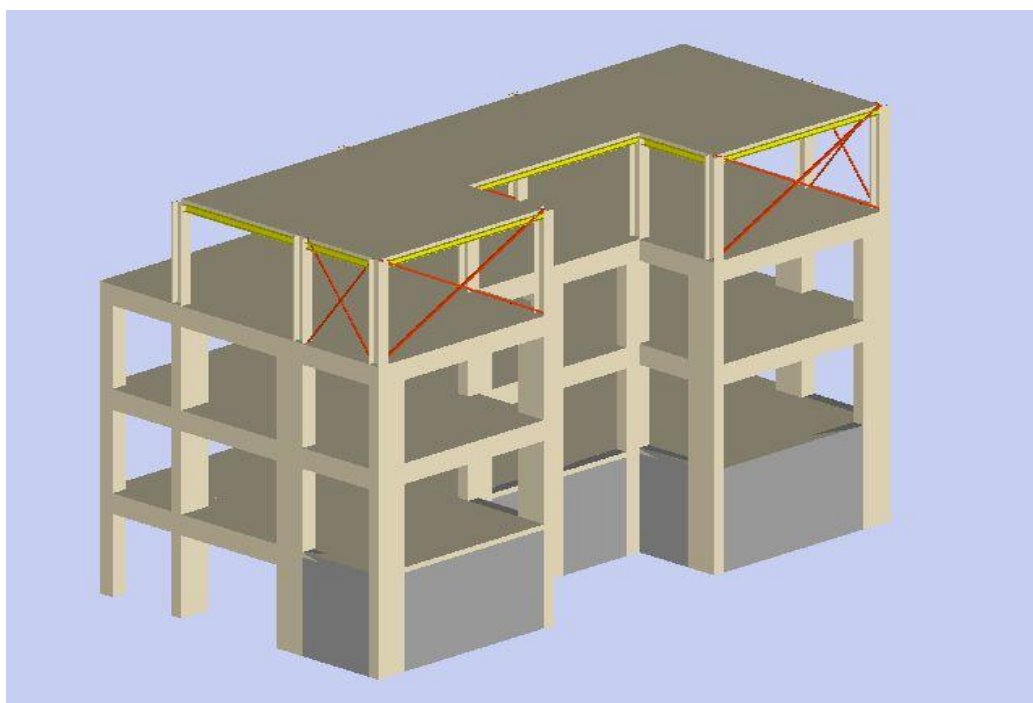




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΔΡΕΑΣ Ν. ΔΕΝΔΡΙΝΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΑΒΡΑΑΜ ΤΑΣΟΣ

ΑΘΗΝΑ 2015

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	4
Παρουσίαση του Έργου.....	4
1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής.....	4
1.2 Οργανόγραμμα	5
1.3 Δομή Εργασίας.....	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	7
2.1 Τα βήματα για την ολοκλήρωση με τη χρήση του FESPA.....	7
2.2 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων.....	8
2.3 Προσωμοίωση Υφιστάμενου Κτιρίου	9
2.3.1 Περιγραφή Κτιρίου	9
2.3.2 Προσομοίωση του Φορέα στο Πρόγραμμα	11
2.3.3 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής.....	12
2.3.4 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ	13
2.4 Σεισμικές Δράσεις.....	19
2.4.1 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας.....	20
2.4.2 Σεισμική Επιτάχυνση του Εδάφους	20
2.4.3 Προσδιορισμός της Κατηγορίας Εδάφους	21
2.4.4 Συντελεστής Σπουδαιότητας	21
2.4.5 Συντελεστής Συμπεριφοράς.....	24
2.5 Συνδυασμοί Δράσεων.....	25
2.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	26
2.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	26
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	27
Προσθήκη Μεταλλικού Ορόφου	27
3.1 Γενικά.....	27
3.2 Σχεδιασμός Σύμμικτων Πλακών.....	33
3.2.1 Γενικά	33
3.2.2 Απαιτήσεις Κανονισμού	35
3.3.3 Χαλυβδόφυλλα	36
3.3.4 Φορτία	38
3.3.5 ΕΛΕΓΧΟΙ	38
3.4 Διαδοκίδα.....	44
3.4.1 Γενικά	44
3.4.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά.....	46
3.4.3 Φορτία	46

3.4.4 Κατάταξη Διατομής	47
3.4.5 Φάση Κατασκευής	50
3.4.6 Φάση Λειτουργίας	50
3.4.7 Διατμητική Σύνδεση	53
3.4.6.1 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	57
3.5 Σύνδεση Δοκού σε Υποσύλωμα	60
3.6 Σύνδεση Διαγώνιου Μέλους	69
3.7 Έδραση Υποστυλώματος	73
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	83
Προσθήκη Ορόφου Από Σκυρόδεμα	83
4.1 Γενικά	83
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	91
Συμπεράσματα	91
5.1 Γενικά	91
5.1.1 Βάρος Κατασκευών	91
5.1.2 Ιδιομορφές	92
5.1.3 Χρόνος Κατασκευής	94
5.1.4 Οικονομοτεχνική Μελέτη	95
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	97
Παράρτημα	99

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Παρουσίαση του Έργου

1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη προσθήκης μεταλλικού ορόφου σε υπάρχουσα διώροφη κατασκευή από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η μελέτη και η προσομοίωση του υφισταμένου και του μεταλλικού κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή FESPA της LH LOGISMIKIS.

Συγκεκριμένα, η μελέτη της υφιστάμενης διώροφης οικοδομής βασίστηκε στον κανονισμό σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000 και στον αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ 2003. Ο σχεδιασμός του μεταλλικού ορόφου και η αποτίμηση όλης της κατασκευής βασίστηκε στους παρακάτω κανονισμούς:

Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές

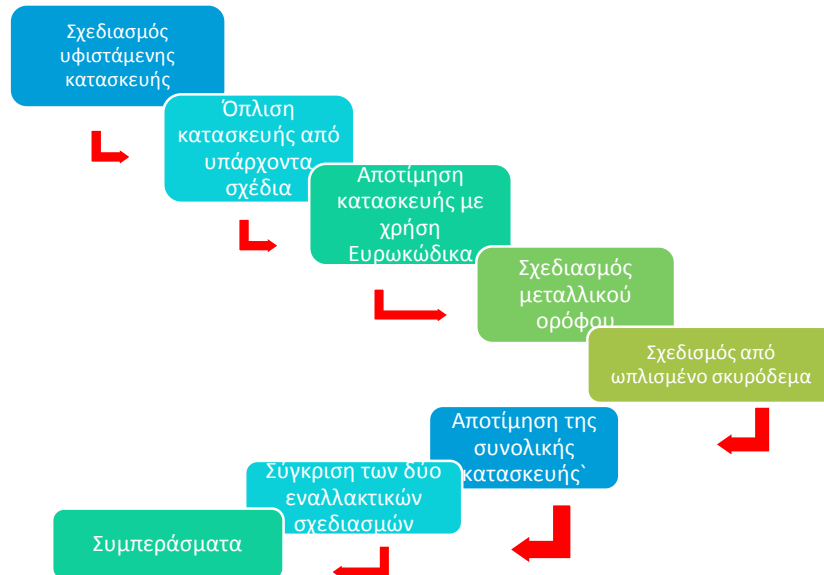
Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών

Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.2 Οργανόγραμμα

Συνοπτικώς παρουσιάζεται η πορεία που θα ακολουθηθεί για το σχεδιασμό και την επίλυση:



1.3 Δομή Εργασίας

Στο 2^ο Κεφάλαιο που ακολουθεί περιγράφεται το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου και τη μελέτη της προσθήκης, καθώς και οι κανονισμοί σύμφωνα με τους οποίους έγινε η μελέτη της προσθήκης.

Επίσης, παρουσιάζεται η προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου. Δηλαδή, γίνεται η περιγραφή του κτιρίου, στη συνέχεια, γίνεται αναφορά στην ποιότητα των υλικών του φέροντος οργανισμού, έπειτα δίνονται πληροφορίες για τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού και την όπλιση τους. Ακολουθεί η προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου στο πρόγραμμα ανάλυσης, προσδιορίζονται οι δράσεις της κατασκευής και οι συνδυασμοί των δράσεων αυτών. Τέλος πραγματοποιείται αποτίμηση φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής (pushover) σύμφωνα με τον EC-8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο 3^ο Κεφάλαιο αναφέρονται οι προδιαγραφές μελέτης του μεταλλικού σκελετού της προσθήκης. Κατ' αρχάς, γίνεται γενική περιγραφή της προσθήκης. Έπειτα, αναφέρεται η ποιότητα των υλικών. Τέλος, προσδιορίζονται τα φορτία που

δρουν στο κτίριο, καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων βάση των οποίων έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της προσθήκης. Ακολουθεί ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών. Αναφέρονται γενικά στοιχεία για τις σύμμικτες πλάκες, οι απαιτήσεις του κανονισμού, τα χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου που χρησιμοποιήθηκε, τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν και οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν σε αυτές. Τέλος, αναλύεται ο σχεδιασμός των διαδοκίδων, όπου δίνονται πληροφορίες για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους, παρουσιάζονται τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν και πραγματοποιούνται οι έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία.

Στο 4^ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται μια εναλλακτική λύση από ωπλισμένο σκυρόδεμα με τη βοήθεια του προγράμματος Fespa με παραγωγή διατομών καθ' ύψος.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνεται σύγκριση των δύο μεθόδων και παρουσιάζονται συνοπτικά τα πλεονεκτήματα της κάθε επίλυσης χωριστά.

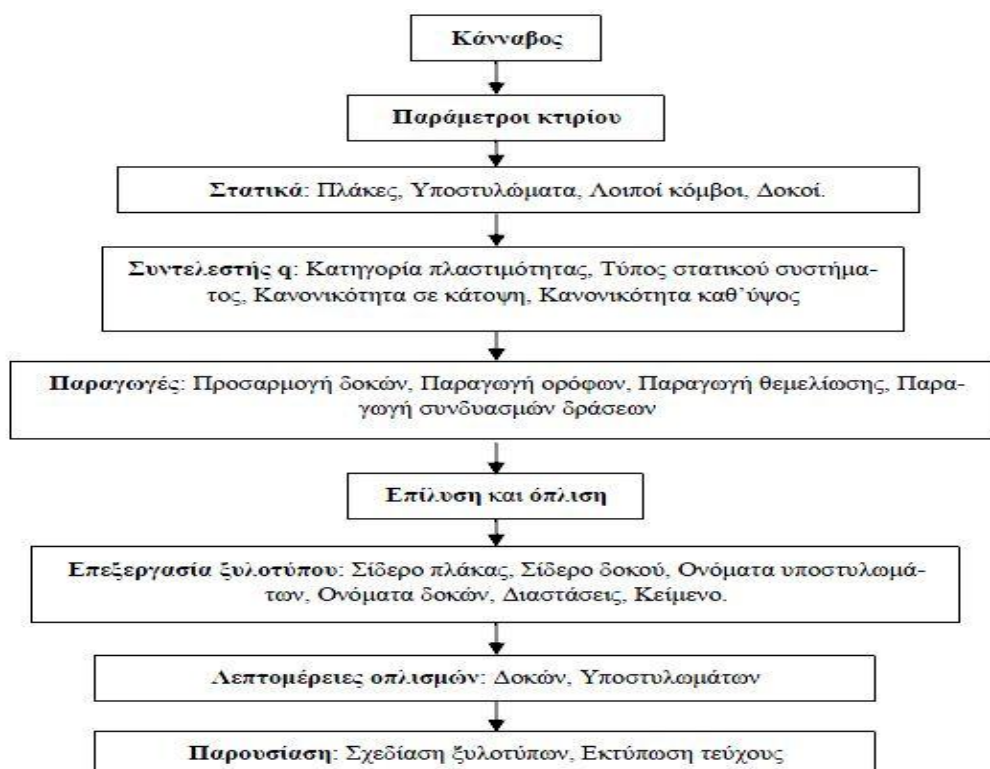
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2.1 Τα βήματα για την ολοκλήρωση με τη χρήση του FESPA

Το πρόγραμμα είναι βασισμένο στη λογική των «**Οντοτήτων**» (ή Αντικειμένων, Objects). Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες (όπως οι πλάκες, οι δοκοί, οι κόμβοι, τα σίδερα των πλακών, κ.λπ.). Κάθε μία από αυτές τις οντότητες έχει το δικό της σύνολο από «**Παραμέτρους**» (π.χ. το πάχος της πλάκας, το ύψος της δοκού, η ποιότητα σκυροδέματος του υποστυλώματος, κ.λπ.) και «**Εντολές**» (π.χ. η προσθήκη πλάκας, η κίνηση υποστυλώματος, η διαγραφή δοκού, κ.λπ.).

Κάθε μία από αυτές τις οντότητες έχει το δικό της σύνολο από «**Παραμέτρους**» (π.χ. το πάχος της πλάκας, το ύψος της δοκού, η ποιότητα σκυροδέματος του υποστυλώματος, κ.λπ.) και «**Εντολές**» (π.χ. η προσθήκη πλάκας, η κίνηση υποστυλώματος, η διαγραφή δοκού, κ.λπ.).

Όλη η διαδικασία εισαγωγής και επεξεργασίας δεδομένων, επίλυσης, όπλισης, αλλαγών και σχεδίασης γίνεται μέσα στο ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας



του προγράμματος. Η πορεία εργασίας συνοψίζεται στο σχήμα

Σχήμα 2.1

2.2 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

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.

Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές & τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης & ροπές στρέψης. Οι καμπτικές και διατμητικές δυσκαμψίες των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας λαμβάνονται, σύμφωνα με την EC8-1, ίσες με το 1/2 της αρηγμάτωτης γεωμετρικής διατομής, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία ίση με το 1/10 της αρηγμάτωτης γεωμετρικής διατομής.

Προσομοίωση μαζών

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

Ελευθερίες 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 γίνονται 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.

Κατακόρυφη σεισμική διέγερση

Πλάκες - πρόβολοι:

Κατά τον υπολογισμό των πλακών - προβόλων, η συνεισφορά της κατακόρυφης συνιστώσας λαμβάνεται υπόψη με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο:

Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του φορέα

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh:

$$T=2\pi*\sqrt{\frac{\sum_i m_i*y_i^2}{\sum_i m_i*y_i}}$$

όπου

y_i : ($i=1,2,\dots,n$) οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω κατακόρυφων φορτίων $m \cdot l$

Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία υπολογίζονται από τη σχέση:

M : η ταλαντούμενη μάζα του φορέα.

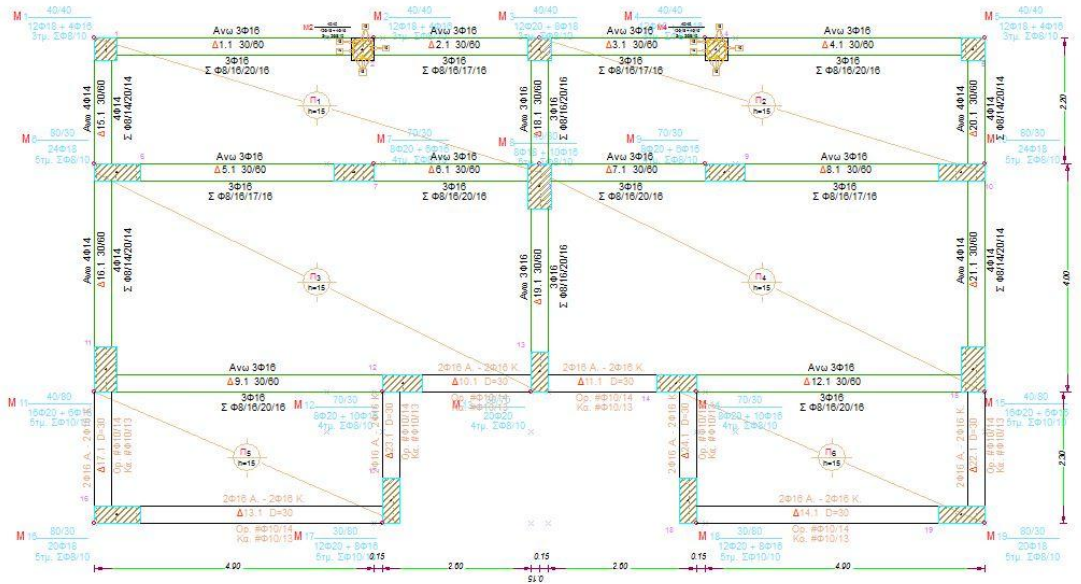
2.3 Προσομοίωση Υφιστάμενου Κτιρίου

2.3.1 Περιγραφή Κτιρίου

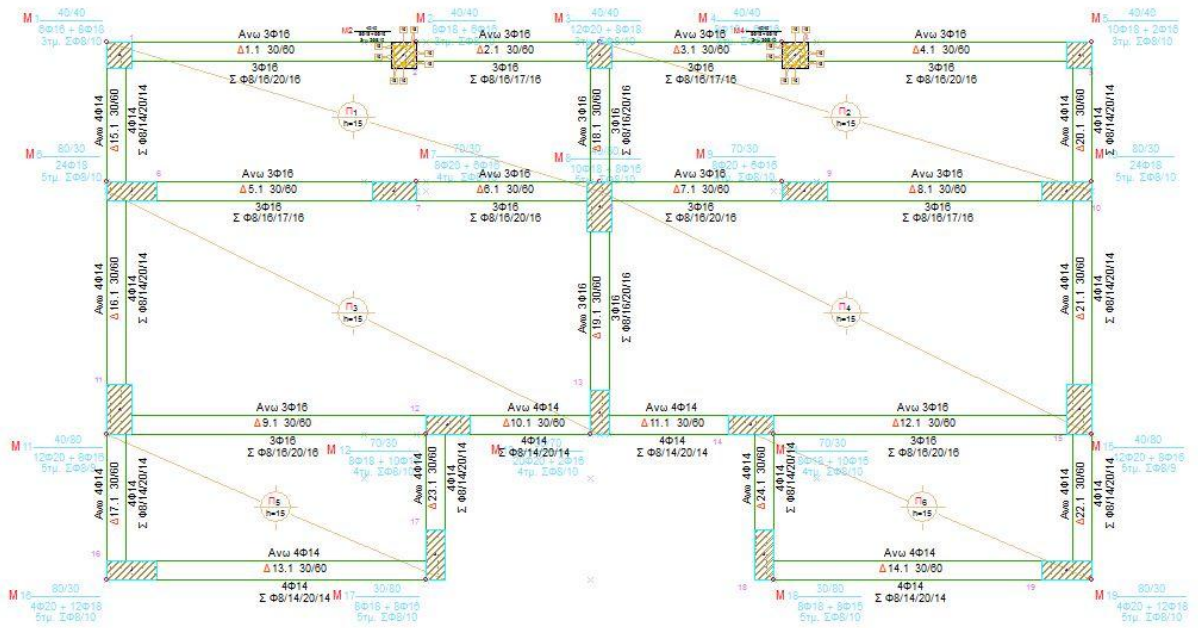
Πρόκειται για μια διώροφη οικοδομή με υπόγειο, η οποία σχεδιάστηκε με σκοπό τη λειτουργία ως επιπλωμένες τουριστικές κατοικίες. Το κτίριο αυτό βρίσκεται στη Λευκάδα, έχει κατασκευαστεί το 2010 σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 2003 και στη στατική του μελέτη δεν είχε γίνει πρόβλεψη για την προσθήκη ορόφου.

Το υπόγειο, το ισόγειο και ο πρώτος όροφος έχουν επιφάνεια $127,50 \text{ m}^2$ έκαστος. Κάθε όροφος έχει μικτό ύψος $3,00\text{m}$. Το κτίριο έχει σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα.

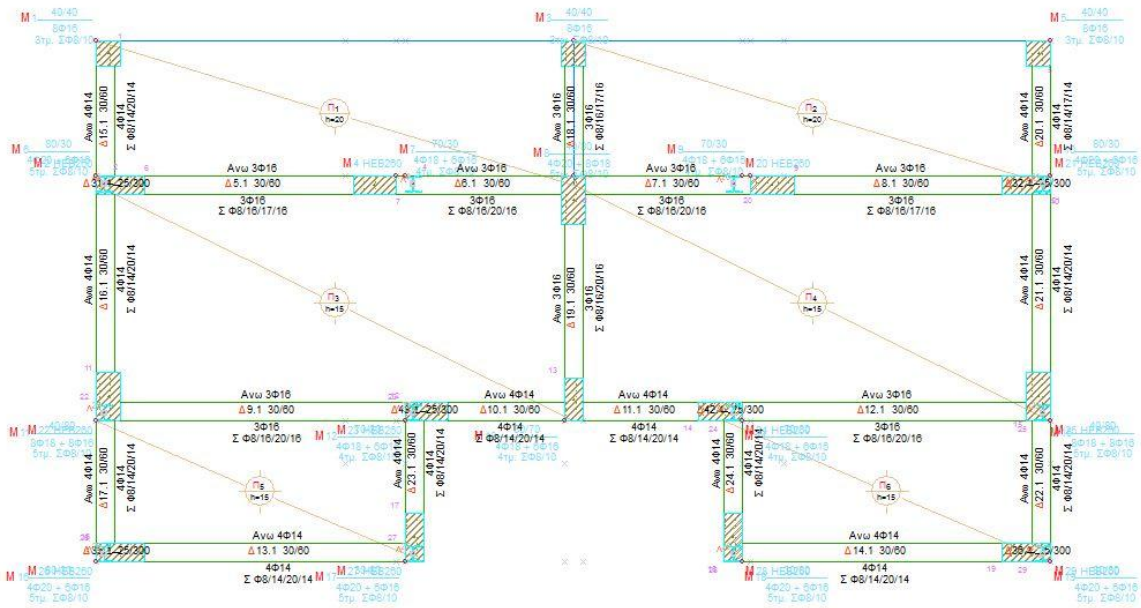
Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται οι ξυλότυποι των ορόφων του εξεταζόμενου κτιρίου.



Σχήμα 2.2 Ξυλότυπος Ισογείου



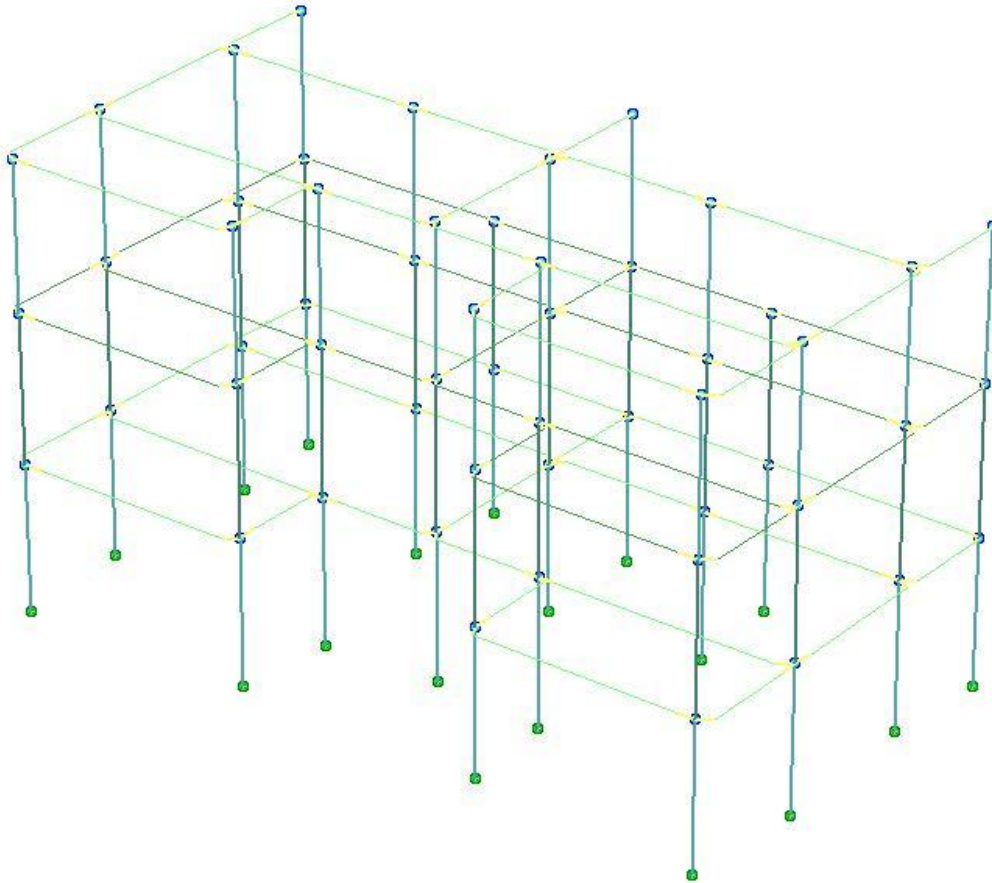
Σχήμα 2.3 Ξυλότυπος Α' Ορόφου



Σχήμα 2.4 Ξυλότυπος Β' Ορόφου

2.3.2 Προσομοίωση του Φορέα στο Πρόγραμμα

Η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος FESPA. Το υπολογιστικό προσομοίωμα είναι χωρικό (βλ. Σχήμα) και περιλαμβάνει το σύνολο των γραμμικών δομικών στοιχείων, τα οποία θεωρούνται όλα πρωτεύοντα. Ο άξονάς τους ταυτίζεται με τον κεντροβαρικό άξονα δοκών και υποστυλωμάτων.



Σχήμα 2.5 Φορέας Κατασκευής 3DV

2.3.3 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής

Στην κατασκευή έχει χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας ποιότητας *S275*, σκυρόδεμα *C20/25* και χάλυβας οπλισμού *B500C*. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

Δομικός Χάλυβας S275

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς $f_y = 275 \text{ Mpa}$
- Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_u = 430 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210 \text{ Gpa}$
- Μέτρο διάτμησης $G = E / (2 * (\nu + 1)) = 81 \text{ Gpa}$

- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

Σκυρόδεμα C20/25

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 2 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 29 \text{ Gpa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,2$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$

Χάλυβας οπλισμών B500C

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210 \text{ Gpa}$
- Μέτρο διάτμησης $G = E / (2 \cdot (\nu + 1)) = 81 \text{ Gpa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

2.3.4 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως : η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται ενδεικτικά δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα $x'x$ ($\theta=0^\circ$) και τη θετική διεύθυνση του άξονα $y'y$ ($\theta=90^\circ$).

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

- 33 m/s σε απόσταση έως και 10 Km από την ακτή
- 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=33$ m/s και κατηγορία εδάφους III (Περιοχή με κανονική βλάστηση ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)).

Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0=0,3$ m και $z_{min}=5$ m (από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα).

Συντελεστής Τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ υπολογίζεται από τις σχέσεις: $C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0)$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}=200$ m

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln(z_{min} / z_0) \quad \text{για } z \leq z_{min}$$

όπου:

$$k_r = 0,19(z_0 / z_{0,II})^{0,07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους})$$

z_0 :είναι το μήκος της ταχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,II}=0,05$ m (για κατηγορία εδάφους II, από τον Πίνακα του Κανονισμού)

z_{min} :είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός

z_{max} :λαμβάνεται ίσο με 200 m

Στην περίπτωση μας έχουμε:

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=9,3$ m και πλάτος $b=11,8$ m $\rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

Ισχύει ότι: $z_{\min} = 5 \text{ m} \leq z = 9,3 \text{ m} \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$

$$\rightarrow C_r(z) = k_r \ln(z/z_0) = 0,19(0,3 / 0,05)^{0,07} \ln(9,3 / 0,3) = 0,7396$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=9,3 \text{ m}$ και πλάτος $b=10,48 \text{ m} \rightarrow h \leq b \rightarrow z_e =$

h και ισχύει ότι: $z_{\min} \leq z = 9,3 \text{ m} \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$

$$\rightarrow C_r(z) = k_r \ln(z/z_0) = 0,19(0,3 / 0,05)^{0,07} \ln(9,3 / 0,3) = 0,7396$$

Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμόρφωσης

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$C_t = 1 \quad \text{για } \Phi < 0,05$$

$$C_t = 1 + 2 s \Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3$$

$$C_t = 1 + 0,6 s \quad \text{για } \Phi > 0,3$$

Όπου:

s : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια, κατακόρυφη απόσταση κ.τ.λ.)

$\Phi = H_u/L$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρώ $\Phi=0$, άρα $C_t = 1$

Δυναμικός Συντελεστής c_{scd}

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο παραμέτρους, την παράμετρο c_s , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στην δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και την δυναμική παράμετρο c_d , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ισχύει ότι: για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m η τιμή του c_{scd} μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

Αεροδυναμικοί Συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi} και συντελεστής δύναμης c_f) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της.

Εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας:

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=9,3$ m και πλάτος $b=15,6$ m $\rightarrow A=145,1$ m²

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=9,3$ m και πλάτος $b=9,50$ m $\rightarrow A=88,4$ m²

Και στις δύο περιπτώσεις το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10 m² , επομένως $c_{pe} = 10$.

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη:

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=9,3$ m και πλάτος $b=15,6$ m $\rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους c_{pe} προκύπτει από πίνακα για γνωστό h/d . Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{15,6 ; 2 \cdot 9,3\} = \min\{15,6 ; 18,6\} = 15,6 \text{ m} > d = 10,48 \text{ m}$$

$$\text{Για } h/d = 9,3 / 10,48 = 0,887 \rightarrow c_{pe} = 0,785$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,470 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,800 : B$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=9,3$ m και πλάτος $b=9,50$ m $\rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{9,50 ; 2 \cdot 9,3\} = \min\{9,50 ; 18,6\} = 9,50 \text{ m} < d = 11,8 \text{ m}$$

$$\text{Για } h/d = 9,3 / 11,8 = 0,788 \rightarrow c_{pe} = 0,722$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,444 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,800 : B$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,500 : C$$

Πίεση ταχύτητας Αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * 0,5 * \rho * V_m^2(z) = c_e(z) * q_b$$

όπου:

ρ : είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho=1,25 \text{ Kg/m}^3$)

$I_v(z)$: είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$: είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = q_p(z)/q_b$$

q_b : είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$$

v_b : είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II,

σύμφωνα με την σχέση:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

Στη σχέση αυτή είναι:

c_{dir} : είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)

c_{season} : είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)

$v_{b,0}$: είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία στην μελέτη μας λήφθηκε 33m/s.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από την σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

όπου:

$c_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος έχει υπολογιστεί παραπάνω και ισούται με 0,7396

$c_0(z)$: είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για} \quad z < z_{min}$$

όπου: k_1 : είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Υπολογισμοί για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου:

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=9,3$ m και πλάτος $b=15,6$ m $\rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$\rightarrow I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(9,3/0,3)) = 0,2912$$

$$\rightarrow v_m(z) = 0,7396 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 24,41 \text{ m/s}$$

$$\text{Επομένως: } q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,2912] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 24,41^2 = 1,13 \text{ kN/m}^2$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot 0,785 = +0,89 \text{ kN/m}^2$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot (-0,470) = -0,53 \text{ kN/m}^2$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot (-1,200) = -1,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot (-0,800) = -0,91 \text{ kN/m}^2$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=9,3$ m και πλάτος $b=9,50$ m \rightarrow

$h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$\rightarrow I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(9,3/0,3)) = 0,2912$$

$$\rightarrow v_m(z) = 0,7396 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 24,41 \text{ m/s}$$

$$\text{Επομένως: } q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,2912] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 24,41^2 = 1,13 \text{ kN/m}^2$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$\begin{aligned} w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot 0,722 = +0,82 \text{ kN/m}^2 & w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot (-0,444) = - \\ &0,50 \text{ kN/m}^2 & w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot (-1,200) = -1,36 \text{ kN/m}^2 & w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe} = \\ &1,13 \cdot (-0,800) = -0,91 \text{ kN/m}^2 & w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,13 \cdot (-0,500) = -0,57 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2.4 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

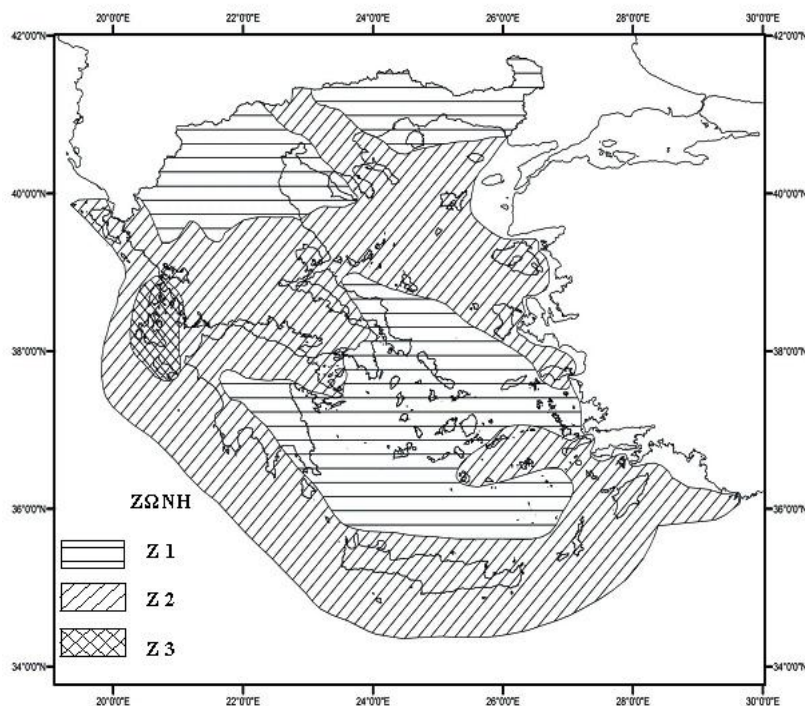
Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική

ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

2.4.1 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Το κτίριο μας βρίσκεται στη Λευκάδα, η οποία ανήκει στην Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας 3.



Σχήμα 2.6

Χάρτης με Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

2.4.2 Σεισμική Επιτάχυνση του Εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά

δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A=a \times g$.

Πίνακας 2.7 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

ΖΩΝΗ	
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

2.4.3 Προσδιορισμός της Κατηγορίας Εδάφους

Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα του Ευρωκώδικα 8 (βλ. Πίνακα 2.7), ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

2.4.4 Συντελεστής Σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας Γ_1 .

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\Gamma_1=1,00$.

ΚΑΤΗ ΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦ ΟΥΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

		$v_{s,30}$ (m/s)	NSPT(κρούσ εις/	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού <u>υλικού</u> .	>800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών <u>ιδιοτήτων με το βάθος</u> .	360-800	>50	>25 0
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως <u>πολλές εκατοντάδες μέτρων</u> .	180-360	15-50	70- 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως <u>μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά</u> .	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό <u>με $v_s > 800$ m/s</u> .			

S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή <u>περιεκτικότητα σε νερό</u> .	<100(ενδεικτικό)	-	10 εως 20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A - E ή <u>S₁</u>			

Πίνακας 2.8
Κατηγορία Εδάφους

2.4.5 Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Επειδή πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα ληφθεί από τον Πίνακα 2.9 κι όχι από τον αντίστοιχο του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος αφορά σε νέα κτίρια. Σύμφωνα λοιπόν με τον Πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουμε: $q = 3,00$ λαμβάνοντας τη δυσμενέστερη περίπτωση όπου η παρουσία των τοιχοπληρώσεων έχει δυσμενή επιρροή.

Πίνακας 2.9: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q για τη στάθμη επιτελεστικότητας B (Προστασία Ζωής)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία	
	Ουσιώδεις βλάβες σε προτεύοντα		Ουσιώδεις βλάβες σε προτεύοντα	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Συνεπώς, οι παραδοχές που έχουν γίνει για τον σεισμό είναι οι εξής:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III

Επιτάχυνση $A=0,36 g$

Κατηγορία εδάφους	B
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (συνήθη κτίρια)
Συντελεστής συμπεριφοράς q	3,00
Απόσβεση	5%
Τύπος φάσματος	1

2.5 Συνδυασμοί Δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Στην προς μελέτη κατασκευή εφαρμόζονται τα εξής φορτία:

- Μόνιμα Φορτία
 - ✓ Ίδιο βάρος της κατασκευής G , με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G=1,00$ (ευμενής φόρτιση).
 - ✓ Λοιπά Μόνιμα $E=2,0 \text{ kN/m}^2$ με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G=1,00$ (ευμενής φόρτιση).
- Κινητά Φορτία
 - ✓ Ωφέλιμο Φορτίο Q , με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q=1,00$ (ευμενής φόρτιση) και με συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,7$, $\psi_1=0,5$ και $\psi_2=0,3$ (για κατηγορία A κατοικιών κατά το EN 1990).

2.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

- ✓ Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

$$\sum Y_{G,j} G_{k,j} + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum Y_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

όπου το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην επικρατέστερη μεταβλητή δράση. Αν αυτή δεν είναι προφανής, θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση $Q_{k,1}$ να θεωρηθεί διαδοχικά ως η επικρατέστερη. Με τον τρόπο αυτό προκύπτει μεγάλος συνδυασμός δράσεων.

- ✓ Δυσμενής Συνδυασμός:
 - Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 - $1,35 \times G + 1,5 \times Q + 1,5 \times 0,6 \times W + 1,5 \times 0,5 \times S$

- ✓ Ευμενής Συνδυασμός:

$$1,00 \times G + 1,00 \times Q$$

- ✓ Για καταστάσεις σεισμού :

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$G + 0,30 \times Q \pm E_x \pm 0,3 \times E_y$$

$$G + 0,30 \times Q \pm 0,3 \times E_x \pm E_y$$

2.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

- ✓ Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- ✓ Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

$$G + Q + 0,6 \times W + 0,5 \times S$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Προσθήκη Μεταλλικού Ορόφου

3.1 Γενικά

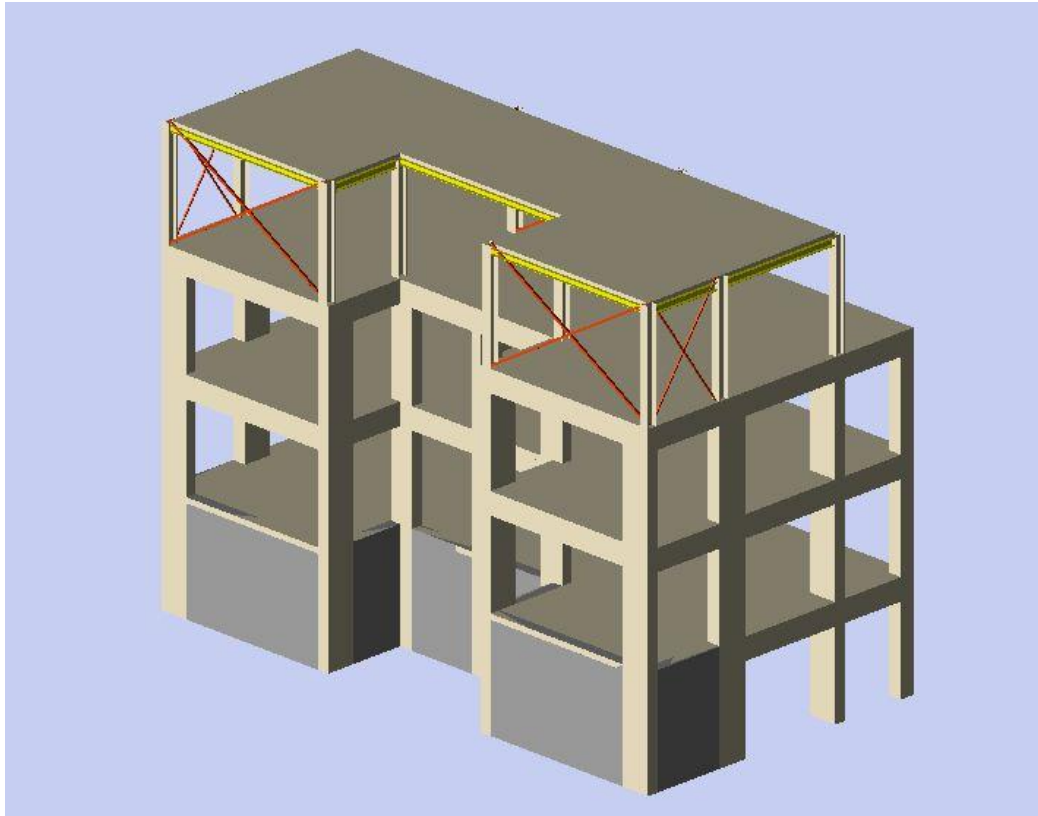
Στο κεφάλαιο αυτό θα εξεταστεί η προσθήκη μεταλλικού ορόφου. Η διαστασιολόγηση και η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής έγινε με χρήση του προγράμματος FESPA. Τα πλεονεκτήματα της χρήσης μεταλλικών στοιχείων είναι η ταχύτητα ανέγερσης, το χαμηλό ίδιο βάρος αλλά και η υψηλή αντοχή που προσφέρουν οι χαλύβδινες διατομές αναλογικώς με το βάρος τους.

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες δοκούς και σύμμικτες πλάκες. Μορφώθηκε με τέτοιο τρόπο, ώστε τα μεταλλικά υποστυλώματα να εδράζονται πάνω στα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

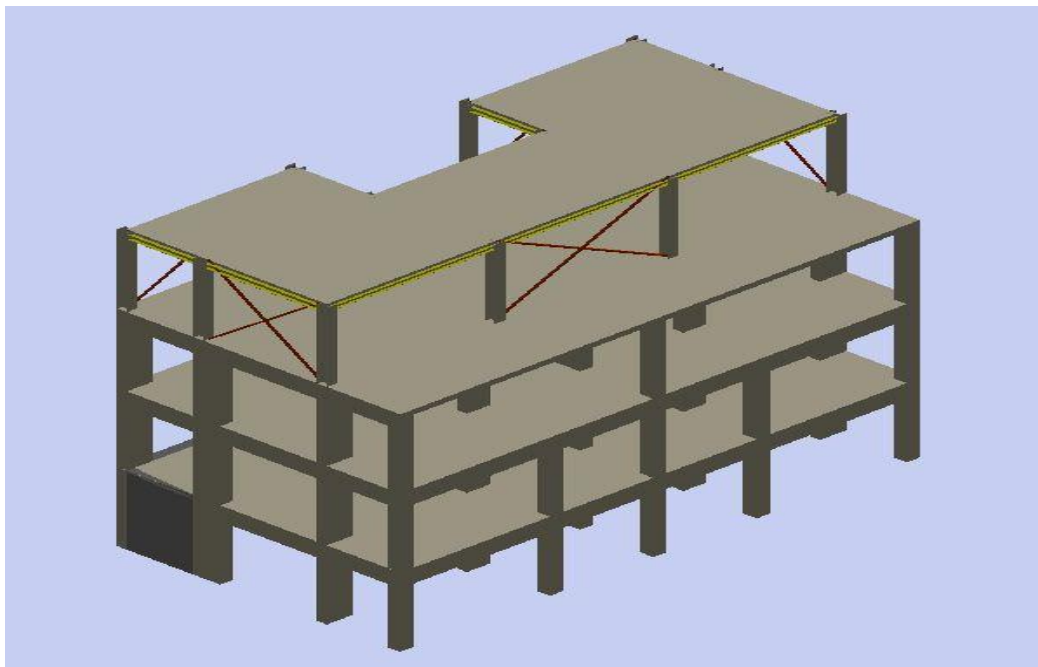
Όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, κύριων-δευτερευουσών δοκών, καθώς και οι βάσεις των υποστυλωμάτων με το έδαφος είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), πλην των πλαισίων παραλαβής ροπής όπου η σύνδεση υποστυλώματος-δοκού θεωρείται πάκτωση. Στα παραπάνω πλαίσια οι εδράσεις των υποστυλωμάτων κατά την διεύθυνση που λειτουργεί το πλαίσιο μορφώνονται ως πακτώσεις, ενώ κατά την άλλη διεύθυνση ως αρθρώσεις.

Η διατομή των υποστυλωμάτων είναι μορφής διπλού ταυ και ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος, ώστε να επιτυγχάνεται ομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας και κατά τις δύο διευθύνσεις. Στις θέσεις όμως, όπου υπάρχουν πλαίσια ροπής, τα υποστυλώματα έχουν τοποθετηθεί με τέτοιο τρόπο, ώστε ο ισχυρός τους άξονας να λειτουργεί κατά την διεύθυνση του πλαισίου.

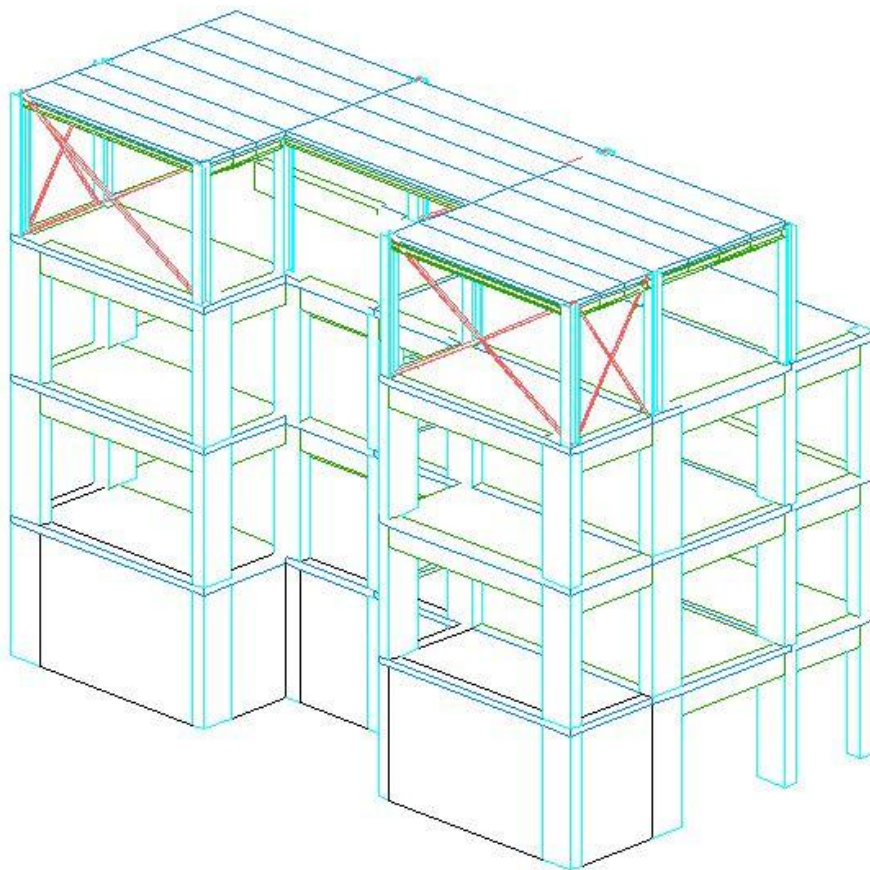
Κύριες δοκοί έχουν τοποθετηθεί και κατά τις δυο διευθύνσεις και η διατομή τους είναι μορφής διπλού T.



Εικόνα 3.1 Όψη Α 3D Μοντέλο Προσθήκης



Εικόνα 3.2 Όψη Β 3D Μοντέλο Προσθήκης

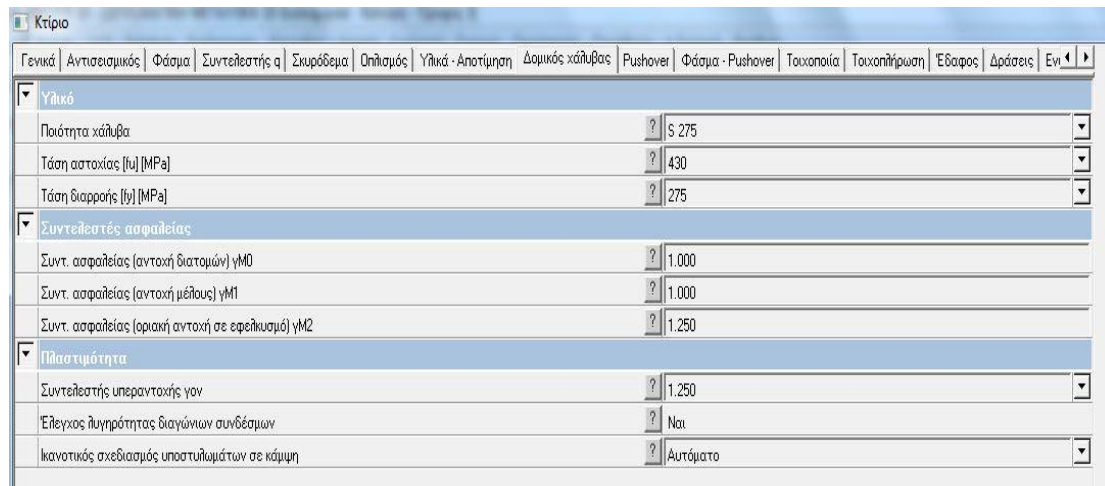


Εικόνα 3.3 Τεγίδες

Η επίλυση του χωρικού έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος FESPA το οποίο διαστασιολόγησε τις μεταλλικές διατομές αφού πρώτα εισαγάγαμε τα εντατικά μεγέθη της κατασκευής.

Η επιλογή των θέσεων των υποστυλωμάτων ήταν υψηλής σημασίας καθώς αυτή ήταν ο κύριος παράγοντας που θα επηρέαζε την ακαμψία της κατασκευής. Επίσης περιορισμούς είχαμε και στην επιλογή των διατομών καθώς θα εδράζονταν πάνω σε υποστυλώματα, και τοιχία, τα οποία έχουν πάχος 30 cm. Οπότε οι διαστάσεις των μεταλλικών υποστυλωμάτων δεν θα έπρεπε να ξεπερνάνε τα 30 cm. Μετά από δοκιμές καταλήξαμε στην παρακάτω διάταξη των υποστυλωμάτων καθώς αυτή μας έδωσε την μικρότερη μετακίνηση για τον άξονα X και Z. Βέβαια οι μετακινήσεις της μεταλλικής κατασκευής είναι μεγαλύτερες από αυτές της προσθήκης από σκυρόδεμα αλλά η μείωση του βάρους της κατασκευής είναι τεράστια.

Η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S275 , ενώ για τον συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιήσαμε τις βασικές προβλεπόμενες τιμές από τον κανονισμό ($q = 2$) που εφαρμόζονται για ΚΠΜ σε στρεπτικά εδάκαμπτα πλαίσια. Παρακάτω ακολουθούν μερικοί πίνακες από το πρόγραμμα που αφορούν τις παραδοχές με τις οποίες έγινε η επίλυση του πλαισίου.



Παράμετρος	Τιμή
Υλικό	
Ποιότητα χάλυβα	S 275
Τάση αστοχίας [fy] [MPa]	430
Τάση διαρροής [fy] [MPa]	275
Συντελεστές ασφαλείας	
Συντ. ασφαλείας (αντοχή διατομών) γM0	1.000
Συντ. ασφαλείας (αντοχή μέλους) γM1	1.000
Συντ. ασφαλείας (οριακή αντοχή σε εφελκυσμό) γM2	1.250
Πισιστότητα	
Συντελεστής υπεραντοχής γov	1.250
Έλεγχος πληρότητας διαγώνιων συνδέσμων	Ναι
Κανοντικός σχεδιασμός υποστυλομάτων σε κάμψη	Αυτόματο

Εικόνα 3.4 Παράμετροι Κτιρίου-Δομικός Χάλυβας

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Υλικό - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | Φάσμα - Pushover | Τοιχοποιία | Τοιχοπήρωση | Έδαφος | Δράσεις | Εν.

Αντισεισμικός κανονισμός ? EC8

Εθνικό προσάρτημα ? GR - Ελλάδα

Σεισμική δράση

Σεισμική ζώνη ? Z3

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_{gR} ? 0.360

Σπουδαιότητα κτιρίου ? II (συνήθη κτίρια)

Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ? 1.000

Συντελεστής τοπογραφίας S_T ? 1.000

Παράμετροι φάσματος

Φάσμα ? Φάσμα σχεδιασμού

Εδαφικός τύπος ? B

Συντελεστής εδάφους S ? 1.200

Χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος ? ...

Συντελεστής απόσβεσης [%] ? 5.00

Συντ. β κάτω ορίου φάσματος σχεδιασμού ? 0.200

Κατακόρυφη συνιστώσα

Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού ? Όχι

Κατακόρυφη συνιστώσα σε πλάκες-προβόλους ? Ναι

Εδαφική επιτάχυνση κατακόρ. a_{gR} (=II γ_{aR}) ? 0.324

Εδαφικός Τύπος	S	T ₀ (s)	T _c (s)	T ₀ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Εδαφικός Τύπος

Εικόνα 3.5 Παράμετροι Κτίριο-Φάσμα

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Υλικό - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | Φάσμα - Pushover | Τοιχοποιία | Τοιχοπήρωση | Έδαφος | Δράσεις | Εν.

Συντελεστής q α-αφ²/kw

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_x ? 2.000

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_y ? 2.000

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q_z ? 1.500

Στατικό Σύστημα

Κόρο υλιού κτιρίου (για προσδιορισμό q) ? Σκυρόδεμα

Κατηγορία πλαστικότητας ? ΚΠΜ

Τύπος στατικού συστήματος [βιεύθυνση X] ? Στρεπτικό εύκαμπτο σύστημα

Τύπος στατικού συστήματος [βιεύθυνση Z] ? Στρεπτικό εύκαμπτο σύστημα

αυ/α1

Ο λόγος υπεραντοχής $\alpha_{u/a1}$ καθορίζεται από pushover ? Όχι

Λόγος υπεραντοχής $[\alpha_{u/a1}]_x$? 1.000

Λόγος υπεραντοχής $[\alpha_{u/a1}]_z$? 1.000

Κανονικότητα σε κάτοψη ? Όχι

Τελική τιμή λόγου $[\alpha_{u/a1}]_x$? 1.000

Τελική τιμή λόγου $[\alpha_{u/a1}]_z$? 1.000

Κανονικότητα καθ' ύψος

Κανονικότητα καθ' ύψος [βιεύθυνση X] ? Ναι

Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος $C1_x$? 1.000

Κανονικότητα καθ' ύψος [βιεύθυνση Z] ? Ναι

Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος $C1_z$? 1.000

Συντελεστής q_α, q_β & k_w αφ=αφ²(αυ/α1)

Συντελεστής k_{wx} ? 1.000

Συντελεστής k_{wz} ? 1.000

Σταθερός παράγοντας συντελεστή συμπεριφοράς, $q_{αx}$? 2.000

Σταθερός παράγοντας συντελεστή συμπεριφοράς, $q_{αz}$? 2.000

Βασική τιμή του συντ. σεισμ. συμπεριφοράς, $q_{αx}$? 2.000

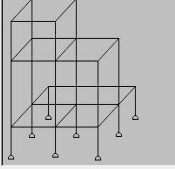
Βασική τιμή του συντ. σεισμ. συμπεριφοράς, $q_{αz}$? 2.000

Οπλισμένο σκυρόδεμα	Βασική τιμή συντελεστή q _α	
	ΚΠΜ	ΚΤΥ
Πλαστικό σύστημα, όπως ορισμένο στο Σχ. 3.1	3,0 α/α ₁	4,5 α/α ₁
	3,0	4,0 α/α ₁
Στρεπτικό εύκαμπτο	2,0	3,0
Ανεστραμμένο υπερμερές	1,5	2,0

Βασική τιμή συντελεστή q_α

Εικόνα 3.6 Παράμετροι Κτίριο-Συντελεστής q

Κτίριο		
Επίλυση με σεισμό	?	Ναι
Μέθοδος Επίλυσης	?	Δυναμική με μετατόπιση μαζών
Υψόμετρο εφαρμογής σεισμικών δυνάμεων [m]	?	0.00
Ιδιομορφίες		
Αριθμός ιδιομορφιών	?	9
Αναζήτηση ιδιομορφιών ώστε ΣΜφ 90% μάζας	?	Ναι
Αύξηση εντατικών μεγεθών με ΣΜ/ΣΜ	?	Ναι
Κέντρα διακαμπίστε κτιρίου		
Υπολογισμός ηλασματοειδούς άξονα	?	Ναι
Συντελεστής τυχαμιακής εκκεντρότητας	?	0.050
Όροφος που καθορίζει τον ηλασματοειδούς άξονα	?	-10
Απίστευτες διαστρεμίες	?	Ός προς το κέντρο μάζας
Απλοποιημένη ηλασματοειδής μέθοδος		
Συντελεστής διόρθωσης λ_x	?	1.000
Συντελεστής διόρθωσης λ_z	?	1.000
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου T1_x C1_x*	?	0.050
Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου T1_z C1_z*	?	0.050
Αυξομείωση στατικής εκκεντρότητας ef, ei	?	Ναι
Συντελεστές διακαμπίστε		
Συντ. προσαρμογής διακαμπίστε σκυροδέματος	?
Συντ. προσαρμογής διακαμπίστε τοιχοποιίας	?
Συντ. προσαρμογής διακαμπίστε δομικού χάλυβα	?
Συντ. προσαρμογής διακαμπίστε βιελίας	?



Στατικά στοιχεία

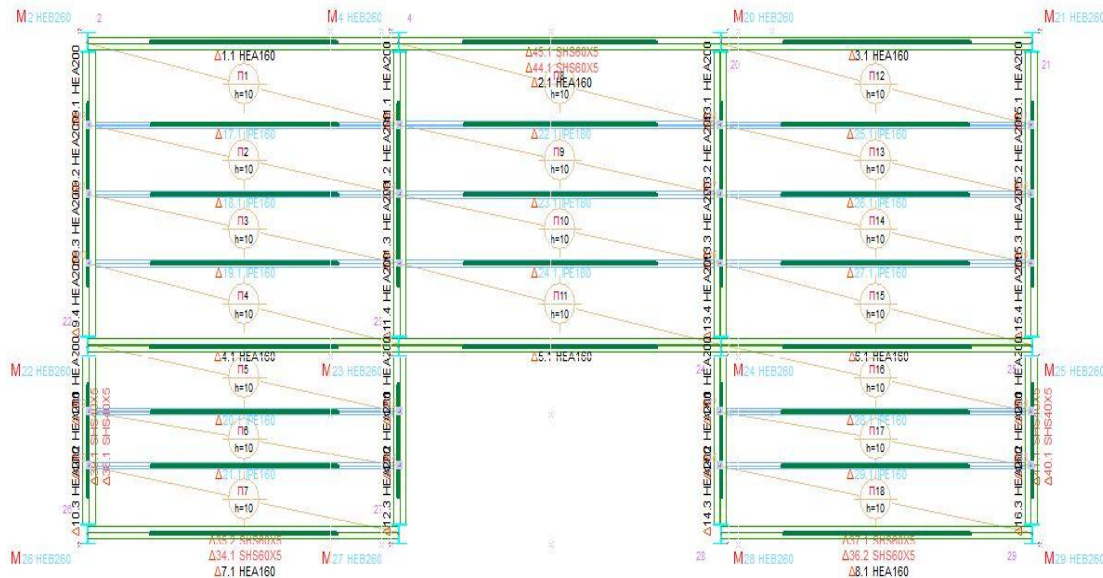
Εικόνα 3.7 Παράμετροι Κτιρίου- Αντισεισμικός Κανονισμός

Κτίριο		
Γενική περιγραφή εργασίας	?	Νέα οικοδομή
Στόχος μελέτης	?	Διαστασιοποίηση
Υλικό		
Κύριο υλικό κτιρίου	?	Σκυροδεμα
Δευτερεύον υλικό κτιρίου	?	Δομικός Χάλυβας
Κανονισμοί		
Κανονισμός σκυροδέματος	?	EC2
Κανονισμός διαστασιοποίησης δομικού χάλυβα	?	EC3
Αντισεισμικός κανονισμός	?	EC8
Εθνικό προσάρτημα	?	GR - Ελλάδα
Βεελίωση		
Όροφος βεελίωσης	?	-1

Εικόνα 3.8 Κτίριο-Κανονισμοί

Οι σύμμικτες πλάκες του κτιρίου Π1, Π2, Π3, Π4 και Π5 αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα, με τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου να είναι διατεταγμένες παράλληλα με τη διεύθυνση Z.

Ως σύστημα δυσκαμψίας, τοποθετήθηκαν πλαίσια παραλαβής ροπής και κατά τις δύο διευθύνσεις σε όσο το δυνατόν πιο συμμετρικές θέσεις.



Εικόνα 3.9 Κάτοψη Μεταλλικής Προσθήκης

3.2 Σχεδιασμός Σύμμικτων Πλακών

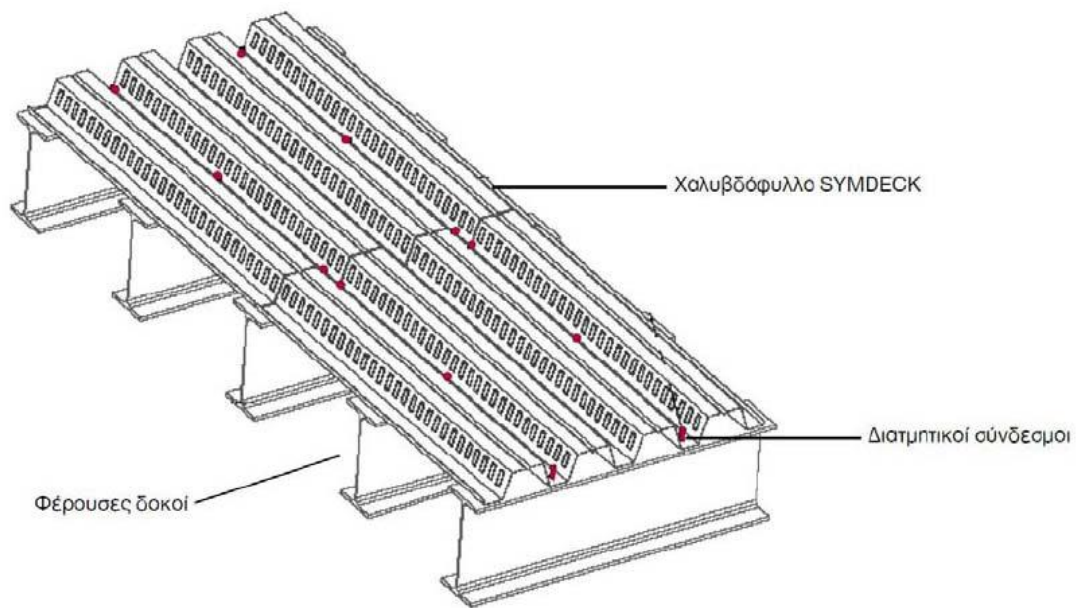
Στο κτίριο της παρούσας εργασίας τοποθετήθηκαν σύμμικτες πλάκες με τις νευρώσεις των φύλλων παράλληλες με τη διεύθυνση Z, εγκάρσια στις διαδοκίδες (Εικόνα 3.9). Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h=100\text{mm}$ και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $0,75\text{ mm}$ της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Θεωρείται ότι μόνο το καθαρό πάχος του σκυροδέματος συνεισφέρει στην αντοχή της πλάκας σε κάμψη.

Επίσης, ως οπλισμός στην πάνω πλευρά της πλάκας τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού $\Phi 8/15$ με ποιότητα χάλυβα S500 και καθαρή επικάλυψη $c=30\text{mm}$. Τέλος, το σκυρόδεμα της πλάκας είναι ποιότητας C20/25.

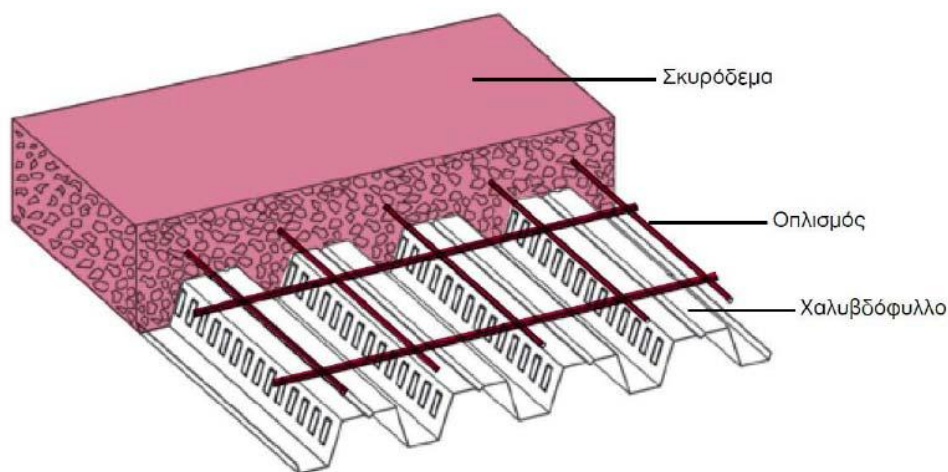
3.2.1 Γενικά

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση της κατασκευής ως μεταλλότυπος για το

έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία σκυροδέτησης (Εικόνα 3.10). Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός (Εικόνα 3.11) που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Εικόνα 3.10 Τυπική Διάταξη Υποδομής Σύμμικτης Πλάκας

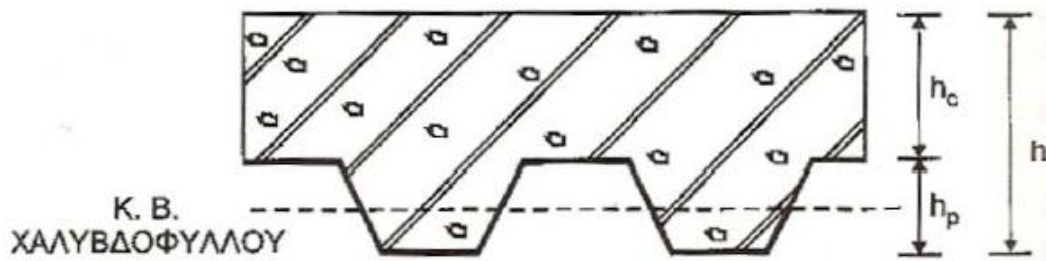


Εικόνα 3.11 Διαμόρφωση Σύμμικτης Πλάκας

3.2.2 Απαιτήσεις Κανονισμού

Ο Ευρωκώδικας 4 ορίζει τις παρακάτω απαιτήσεις για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας (Εικόνα 3.12): $\min h = 80\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο $\min h_c = 40\text{mm}$
- Επειδή όμως η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, ισχύουν τα ακόλουθα ελάχιστα μεγέθη: $\min h = 90\text{mm}$, $\min h_c = 50\text{mm}$.

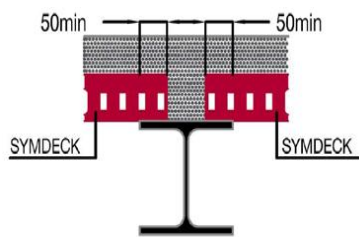


Εικόνα 3.12 Ελάχιστα Πάχη Σύμμικτων Πλακών

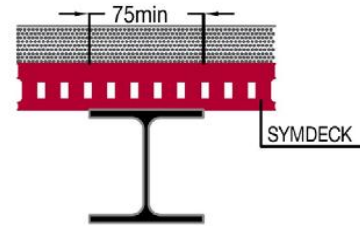
Στην κατασκευή μας έχουμε $h=150\text{mm}$ και $h_c=150-73=77\text{mm}$.

Τέλος η ποιότητα σκυροδέματος πρέπει να κομάνεται μεταξύ C20/25 και C60/75, οπότε η θεώρηση μας για C20/25 βρίσκεται εντός του κανονισμού.

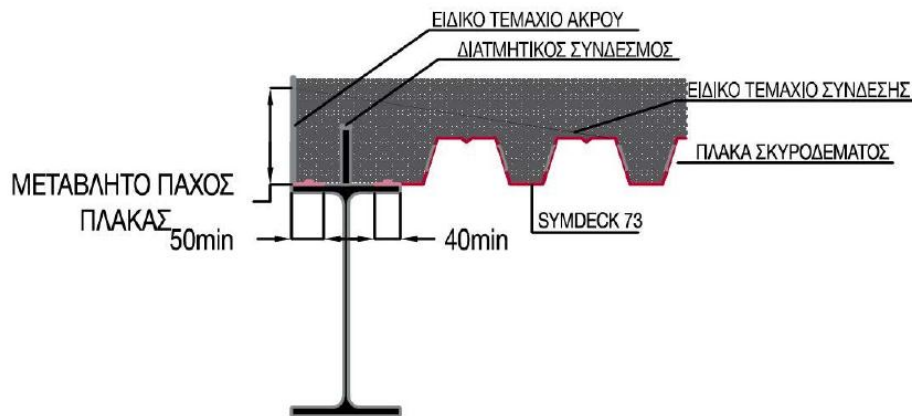
Ελάχιστο πλάτος έδρασης σε χάλυβα: 50mm για το χαλυβδόφυλλο (Εικόνα 3.13) και 75mm για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας (Εικόνα 3.14).



Εικόνα 3.13 Ελάχιστο πλάτος έδρασης πλάτος χαλυβδόφυλλου σε χαλύβδινη δοκό σύμμικτης πλάκας



Εικόνα 3.14 Ελάχιστο για το σκυρόδεμα της



Εικόνα 3.15 Λεπτομέρεια έδρασης σε ακραία δοκό

3.3.3 Χαλυβδόφυλλα

Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και

θετικές ($M_{pl,rd}^+$) και αρνητικές ($M_{pl,rd}^-$) ροπές, την αντοχή σε τέμνουσα ($V_{v,rd}$), καθώς και την αντοχή και σε διαμήκη διάτμηση ($V_{l,rd}$), όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα.

3.3.4 Φορτία

Τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν οι σύμμικτες πλάκες στη φάση λειτουργίας είναι τα παρακάτω:

- Μόνιμα φορτία:

Ίδιο βάρος: Για τις σύμμικτες πλάκες το ίδιο βάρος υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα Sym Deck Designer και είναι ίσο με $2,20 \text{ kN/m}^2$.

- Πρόσθετα μόνιμα φορτία:

$$g = 1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Κινητά φορτία:

$$q = 3 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ για τα δάπεδα}$$

3.3.5 ΕΛΕΓΧΟΙ

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας.

Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας.

Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά στη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια

ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση όπου για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Για τον υπολογισμό των δρωσών ροπών, εξάγεται η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον Ευρωκώδικα 4. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία :

Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου G_p (Μόνιμη φόρτιση)

Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (Μόνιμη φόρτιση).

Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις:

A) Φατνωματική διάστρωση (σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάτνωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάτνωμα,

B) Σταδιακή διάστρωση (η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας).

Φορτίο διάστρωσης (λαμβάνεται ως ωφέλιμο φορτίο).

Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 1.5 kN/m^2 που δρα σε επιφάνεια $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.75 kN/m^2 που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας, λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.35 για τις μόνιμες δράσεις, ενώ για τις μεταβλητές δράσεις (φορτία διάστρωσης) λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.50.

Για την εύρεση της ροπής αντοχής λαμβάνεται υπόψη η ενεργός διατομή του χαλυβδόφυλλου.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, λαμβάνονται συντελεστές ασφαλείας φορτίων ίσοι με 1.00. Για την εξαγωγή της ελαστικής γραμμής λαμβάνεται υπόψη η δυσκαμψία της πλήρους διατομής του χαλυβδόφυλλου.

Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας, το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχόν ενδιάμεσων υποστυλώσεων. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση στη σύμμικτη πλάκα είναι τα ίδιο βάρος G και το ωφέλιμο κινητό φορτίο Q . Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου Q σ' όλη την επιφάνεια του φορέα.

Διενεργούνται δύο έλεγχοι:

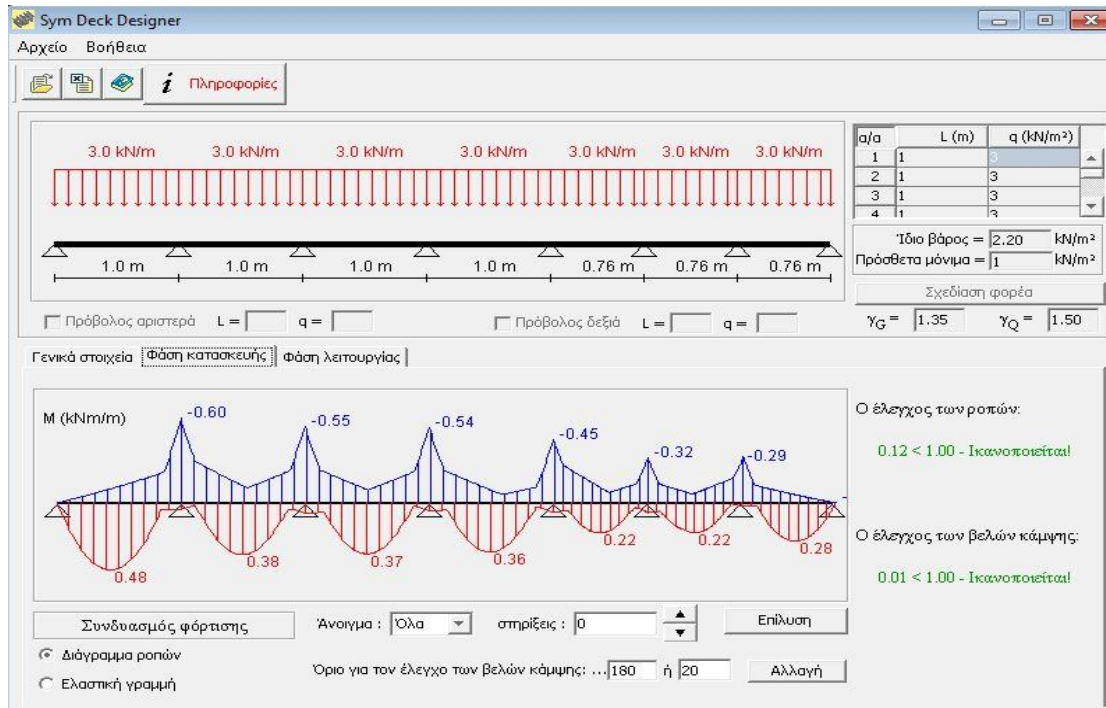
- ✓ Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας:

Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.35G + 1.50Q$ από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη, Esd (αντοχή σε θετικές ροπές M_{sd}^+ , αντοχής σε αρνητικές ροπές αντοχής M_{sd}^- , σε κατακόρυφη διάτμηση $V_{sd,L}$, αντοχή σε διαμήκη διάτμηση V) ενώ με τη φόρτιση $G + Q$ προκύπτει η ελαστική γραμμή του φορέα.

- ✓ Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας:

Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.00G + 1.00Q$ με βάση την οποία υπολογίζεται η ελαστική γραμμή του φορέα

Το στατικό σύστημα της Π1 είναι συνεχής δοκός επτά ανοιγμάτων με μήκος ανοιγμάτων 1m και 0,76m. Παρακάτω φαίνονται οι έλεγχοι για τη φάση λειτουργίας και τη φάση κατασκευής.



Εικόνα 3.18

Symdeck designer/Εισαγωγή Δεδομένων(Π1)

The screenshot shows the Sym Deck Designer software interface. At the top, there's a menu bar with 'Αρχείο' and 'Βοήθεια'. Below it is a toolbar with icons for file operations and a help icon. The main workspace is divided into several sections:

- Load Diagram:** Shows a horizontal beam with seven equally spaced point loads of 3.0 kN/m. The spans between supports are 1.0 m, 1.0 m, 1.0 m, 1.0 m, 0.76 m, 0.76 m, and 0.76 m.
- Table:** A table with columns 'σ/α', 'L (m)', and 'q (kN/m²)'. It contains four rows of data.
- Material Properties:** 'Ίδιο βάρος = 2.20 kN/m²', 'Πρόσθετα μόνιμα = 1 kN/m²', 'Σχεδίαση φορέα', 'Υ_G = 1.35', 'Υ_Q = 1.50'.
- General Parameters:** 'Γενικά στοιχεία', 'Φάση κατασκευής', 'Φάση λειτουργίας'.
- Cross-section Diagram:** A diagram showing the profile of the bridge deck with various dimensions and reinforcement details.
- Design Results:**
 - $M_{pl,Rd}^+$ = 19.41 kNm/m
 - $M_{pl,Rd}^-$ = 4.53 kNm/m
 - $V_{V,Rd}$ = 21.16 kN/m
 - m = 90.83 MPa
 - k = 0.0144 MPa
 - $V_{1,Rd}$
- Material and Geometric Properties:**
 - t = 0.75 mm
 - C = 20/25 MPa
 - S = 500 MPa
 - h = 0.13 m
 - F_e = 320 GPa
 - γ_{M1} = 1.10
 - γ_C = 1.50
 - γ_S = 1.15
 - c = 0.03 m
 - A_s = 1.14 cm²/m
 - \varnothing = 6 mm / d = 10 cm

Εικόνα 3.19

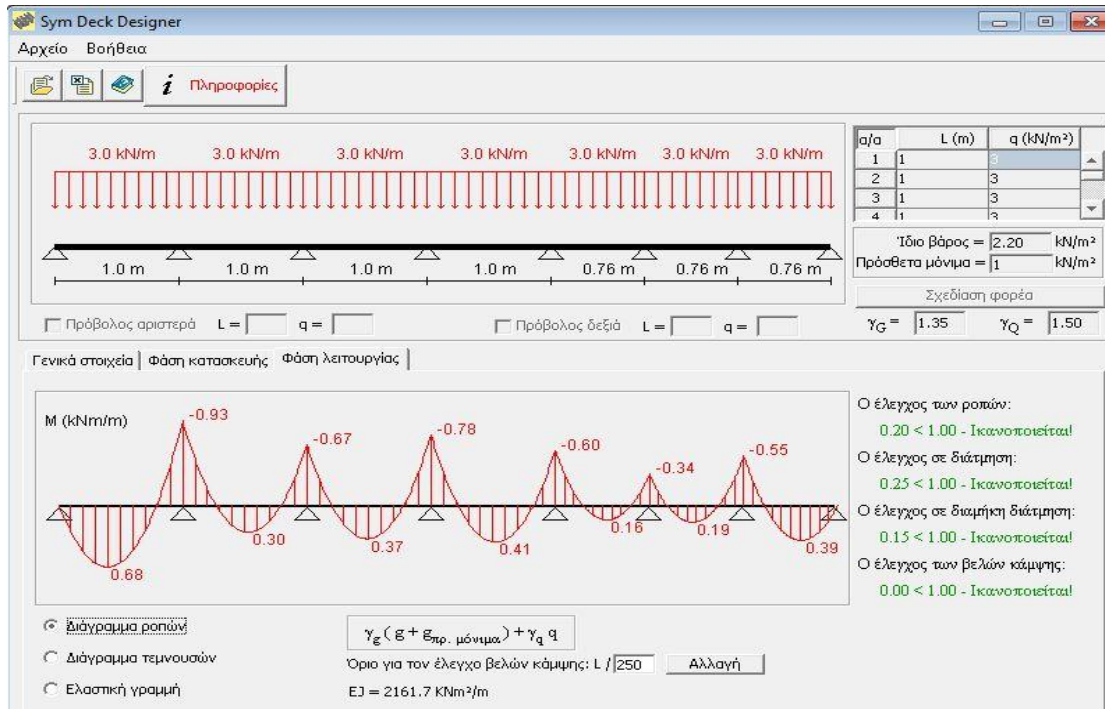
Symdeck Designer/Φάση Κατασκευής/Ροπές(Π1)

The screenshot shows the Sym Deck Designer software interface, similar to the previous one, but with the 'Φάση λειτουργίας' (Operation Phase) selected. The main workspace is divided into several sections:

- Load Diagram:** Same as in the previous screenshot.
- Table:** Same as in the previous screenshot.
- Material Properties:** Same as in the previous screenshot.
- General Parameters:** Same as in the previous screenshot.
- Deflection Curve Graph:** A graph showing the deflection curve $U(x)$ in mm. The curve is plotted over the span of the bridge deck. The deflection values at various points are: 0.06, 0.01, 0.02, 0.03, -2.11E-5, -5.31E-4, and 0.02.
- Design Results:**
 - Ο έλεγχος των ροπών: $0.12 < 1.00$ - Ικανοποιείται!
 - Ο έλεγχος των βελών κάμψης: $0.01 < 1.00$ - Ικανοποιείται!
- Material and Geometric Properties:** Same as in the previous screenshot.
- Control Panel:**
 - Φορτίο επίλυσης: g
 - Άνοιγμα: Όλα
 - στηρίξεις: 0
 - Επίλυση
 - Διάγραμμα ροπών
 - Ελαστική γραμμή
 - Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: ... 180 ή 20
 - Αλλαγή

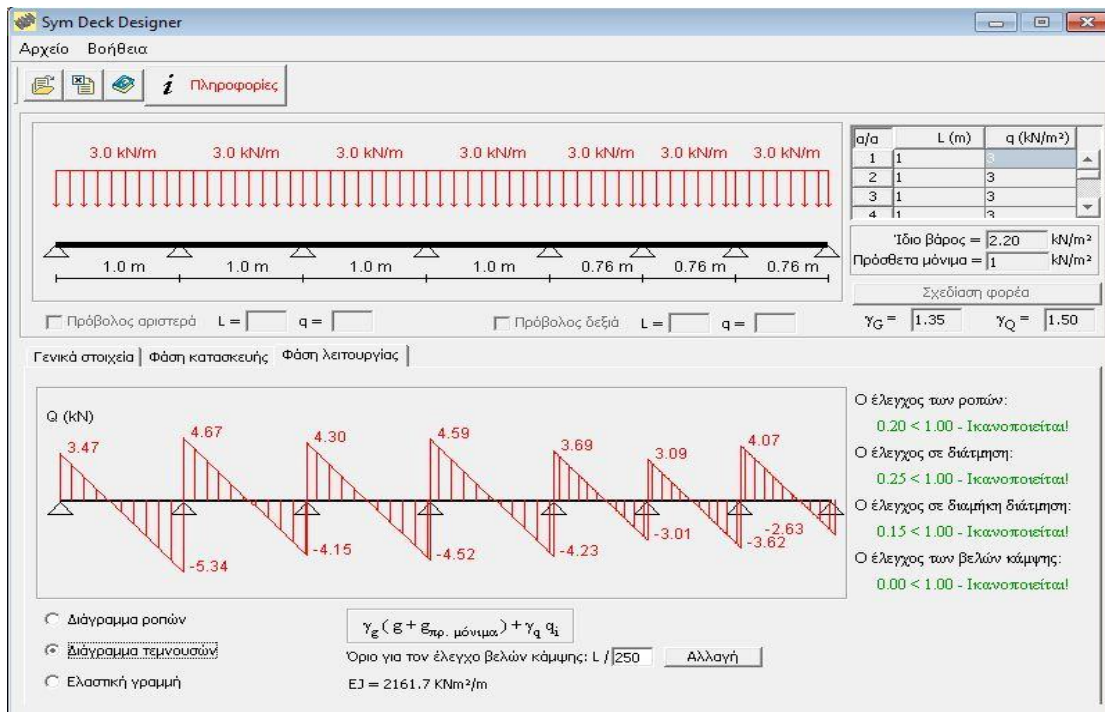
Εικόνα 3.20

Symdeck Designer/Φάση Κατασκευής/Ελαστική Γραμμή(Π1)



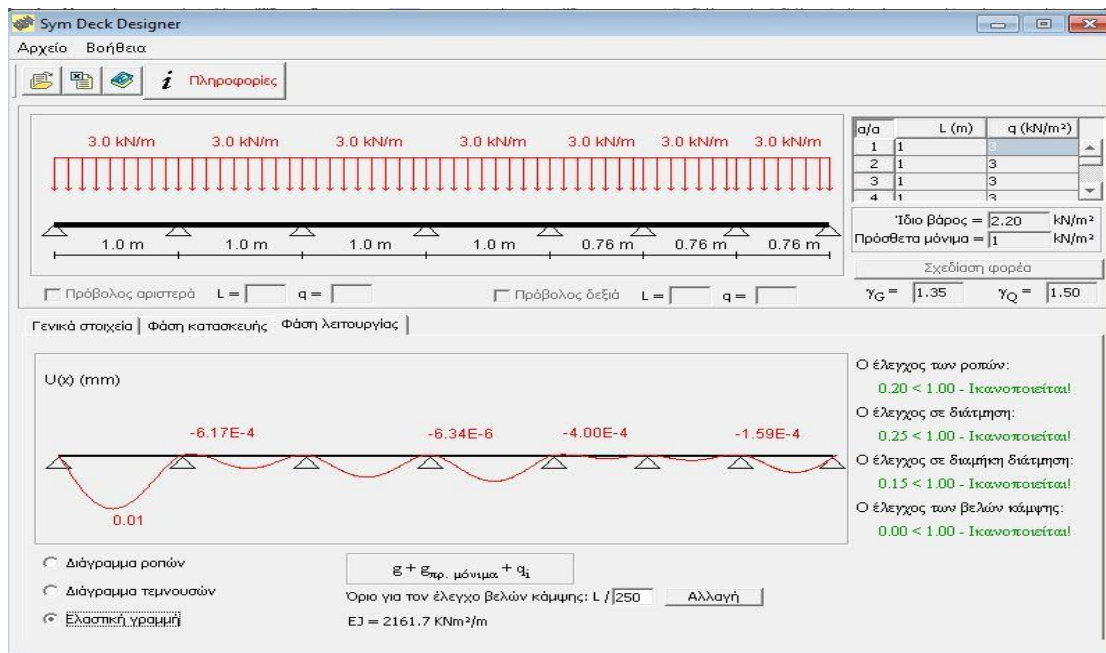
Εικόνα 3.21

Symdeck Designer/ Φάση Λειτουργίας/ Ροπές(Π1)



Εικόνα 3.22

Symdeck Designer/ Φάση Λειτουργίας/ Τένουσες(Π1)



Εικόνα 3.23

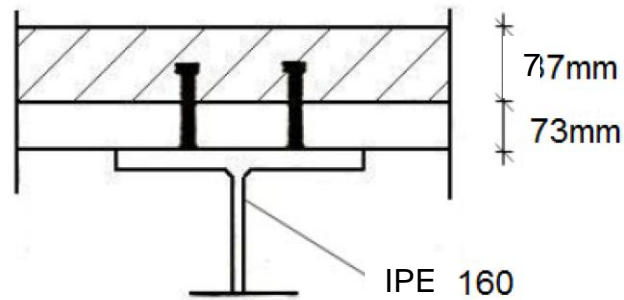
Symdeck Designer/Φάση Λειτουργίας/Ελαστική Γραμμή(Π1)

3.4 Διαδοκίδα

3.4.1 Γενικά

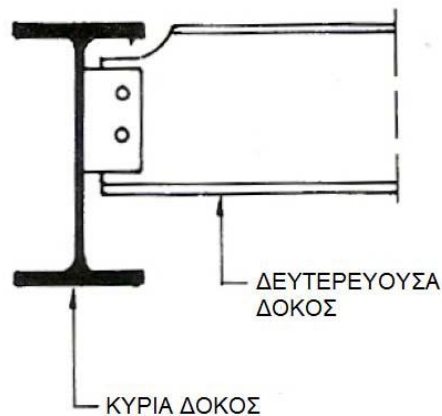
Οι διαδοκίδες έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες δοκοί και έχουν διαταχθεί παράλληλα με την διεύθυνση X. Η δοκός που λειτουργεί ως κάτω πέλμα είναι IPE160. Η διατομή αυτή έχει πλάτος $b=82\text{mm}$, συνεπώς πληρούται η απαίτηση ελάχιστου πλάτους έδρασης του χαλυβδόφυλλου.

Σχετικά με την πλάκα από σκυρόδεμα που επιτελεί το ρόλο του άνω πέλματος, σημειώνεται ότι αμελείται η επιφάνεια του σκυροδέματος στην περιοχή των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, και συνεπώς θεωρείται ότι η πλάκα έχει πάχος $d=77\text{mm}$ και απέχει από το άνω πέλμα της σιδηροδοκού ύψος ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου. Η συνεργασία των δύο υλικών γίνεται με τη χρήση διατμητικών ήλων συγκολλημένων στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού διαμέσου του χαλυβδόφυλλου. Ο έλεγχος διατμητικής σύνδεσης παρουσιάζεται αναλυτικά στη συνέχεια.



Εικόνα 3.24

Όσον αφορά στην υψομετρική θέση των διαδοκίδων σε σχέση με τις κύριες δοκούς, επιλέχθηκε η λύση της ισοσταθμίας, κατά την οποία δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα. Με τον τρόπο αυτό καθίσταται εφικτή η σύμμικτη λειτουργία τόσο των κυρίων δοκών, όσο και των διαδοκίδων αλλά απαιτείται απότμηση του άνω πέλματος των διαδοκίδων στις θέσεις στήριξης με τις κύριες δοκούς.



Εικόνα 3.25

3.4.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

$h=160\text{mm}$	$I_y=869.3\text{cm}^4$
$b=82\text{mm}$	$I_z=68.31\text{cm}^4$
$t_w=5.0\text{mm}$	$W_{pl,y}=123.9\text{cm}^3$
$t_f=7.4\text{mm}$	$W_{pl,z}=26.10\text{cm}^3$
$d=127.2\text{mm}$	$i_y=6.58\text{cm}$
$A=20.09\text{cm}^2$	$i_z=1.84\text{cm}$
$A_{vz}=9.66\text{cm}^2$	$S_s=30.34\text{mm}$

Το συνεργαζόμενο πλάτος των σφμικτων δοκών υπολογίζεται ως εξής:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

Όπου:

$b_0=0$ για κτιριακά έργα

L_e = προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών

b_i = απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών

Στην περίπτωση μας έχουμε:

$$L_e=L=4.90\text{m}$$

$$b_i=1.00/2=0.50\text{m}$$

$$b_{ei}=4.90/8=0.6125\text{m}>0.50\text{m} \Rightarrow b_{ei}=0.50\text{m}$$

Οπότε: $b_{eff}=2*0.50=1.00\text{m}$

3.4.3 Φορτία

Τα φορτία που λαμβάνονται κατά τη φάση λειτουργίας είναι τα παρακάτω:

- Μόνιμα φορτία:
 - ✓ Ιδίο βάρος πλακών $g_{πλακ}=2.20\text{kN/m}^2$

✓ Ιδίο βάρος διαδοκίδας $g_{\text{διαδοκ}}=0.158\text{kN/m}$

- Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία: $g_{\text{προσθ}}=1.0\text{kN/m}^2$

Το πλάτος επιρροής της διαδοκίδας είναι 1.00m. Συνεπώς, το μόνιμο καταναμεμημένο φορτίο είναι:

$$g=(2.20+1.0)*1.0+0.158=3.36\text{kN/m}$$

- Κινητά Φορτία: $q=3.0\text{kN/m}^2$

Συνεπώς, $q=3*1.0=3.00\text{kN/m}$

Φορτίο Σχεδιασμού (OKA)

$$q_{sd}=1.35*g+1.50*q=1.35*3.36+1.50*3.00=9.04\text{kN/m}$$

Φορτίο Λειτουργίας (OKΛ)

$$q_{ser}=1.00*g+1.00q=1.00*3.36+1.00*3.00=6.36\text{kN/m}$$

3.4.4 Κατάταξη Διατομής

Οι τέσσερις κατηγορίες διατομών με βάση τον Ευρωκώδικα καθορίζονται ως εξής:

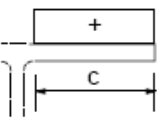
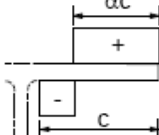
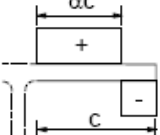
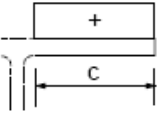
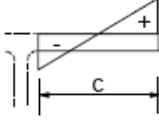
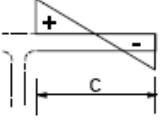
- Διατομές κατηγορίας 1: μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους. Σε αυτές τις διατομές επιτρέπεται η εφαρμογή της πλαστικής-πλαστικής μεθόδου.
- Διατομές κατηγορίας 2: μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού. Για το λόγο αυτό επιτρέπεται το πολύ η ελαστική-πλαστική μέθοδος.
- Διατομές κατηγορίας 3: η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί

να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής. Στις διατομές κατηγορίας 3 είναι δυνατή μόνο η εφαρμογή της ελαστικής-ελαστικής μεθόδου.

- Διατομές κατηγορίας 4: ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής. Στην περίπτωση αυτή, είναι επιτρεπτή μόνο η ελαστική-ελαστική μέθοδος και απαιτούνται πρόσθετοι έλεγχοι σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

Για την ταξινόμηση των διατομών, εξετάζονται χωριστά ο κορμός και το θλιβόμενο πέλμα και η διατομή ταξινομείται τελικώς με βάση τη δυσμενέστερη κατηγορία του κορμού ή του πέλματος. Χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι πίνακες:

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.27

- Κατάταξη Κορμού:

$$c=d=127.2\text{mm} \quad t=t_w=5.0\text{mm.} \quad c/t=127.2/5.0=25.44$$

$$\text{Χάλυβας S275:} \quad \epsilon=0.92. \quad 72\epsilon=72*0.92=66.24$$

$c/t < 72\epsilon$, Συνεπώς ο Κορμός: Κατηγορία 1

- Κατάταξη Πέλματος:

$$c=(b-S_s)/2=(82.00-30.34)/2=25.83\text{mm} \quad t=t_f=7.4\text{mm}$$

$$c/t=25.83/7.4=3.49$$

$$\text{Χάλυβας S275:} \quad \epsilon=0.92. \quad 9\epsilon=9*0.92=8.28$$

$c/t < 9\epsilon$, Συνεπώς το Πέλημα: Κατηγορία 1

Τελικά η διατομή από την κατηγοριοποίηση τόσο του κορμού όσο και του πέλματος είναι **Κατηγορίας 1**.

3.4.5 Φάση Κατασκευής

Στη φάση αυτή λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός, καθώς το νωπό σκυρόδεμα δεν έχει τη θλιπτική αντοχή που απαιτείται για τη σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η σιδηροδοκός είναι το ίδιο βάρος της πλάκας του σκυροδέματος και το ίδιο βάρος της ίδιας της σιδηροδοκού.

ΚΑΜΨΗ

Κατανεμημένο φορτίο κατά την κατασκευή

$$q_{\text{con}} = 1.35 * (g_{\text{πλακών}} * b_{\text{διαδ}} + g_{\text{διαδ}}) = 1.35 * (2.20 * 1.0 + 0.158) = 3.18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ροπή Κάμψης: } M_{\text{Ed,con}} = q_{\text{con}} * L^2 / 8 = 3.18 * (4.90)^2 / 8 = 9.54 \text{ kNm}$$

$$\text{Ροπή Αντοχής: } M_{\text{Rd}} = (W_{\text{pl,y}} * f_{\text{yk}}) / \gamma_{\text{M0}} = (123.9 \text{ cm}^3 * 27.5 \text{ kN/cm}^2) / 1.00 = 34.07 \text{ kNm} > M_{\text{Ed}}$$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$\text{Τέμνουσα Δράσης: } V_{\text{Ed,con}} = q_{\text{con}} * L / 2 = (3.18 * 4.90) / 2 = 7.79 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα Αντοχής: } V_{\text{Rd}} = (A_v * f_{\text{yk}}) / (\gamma_{\text{M0}} * \sqrt{3}) = (9.66 * 27.5) / (1.00 * \sqrt{3}) = 153.37 \text{ kN} > V_{\text{Ed,con}}$$

3.4.6 Φάση Λειτουργίας

Στη φάση αυτή υπάρχει σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η δοκός είναι όλα τα φορτία που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Η δοκός ελέγχεται έναντι κάμψης και διάτμησης για τα φορτία σχεδιασμού. Επίσης, ελέγχεται η διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος και τα συνολικά βέλη που προκύπτουν από τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.

ΚΑΜΨΗ

$$\text{Φορτίο Σχεδιασμού } q_{\text{Ed}} = 1.35g + 1.50q = 9.04 \text{ kN/m}$$

Ροπή Κάμψης: $M_{Ed} = q_{Ed} \cdot L^2 / 8 = 9.04 \cdot 4.90^2 / 8 = 27.13 \text{ kNm}$

Υπολογισμός της ροπής αντοχής (με την ελαστική μέθοδο):

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι, επειδή χρησιμοποιείται η ελαστική μέθοδος, το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος E_{cm} επηρεάζει τους υπολογισμούς.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, είναι επιτρεπτό να αμεληθεί η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, αρκεί να θεωρηθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή:

$$E_{cm} = 30500 / 2 = 15250 \text{ MPa}$$

Πάχος Σκυροδέματος: $d = 77 \text{ mm}$

Πάχος Πλάκας: $h = 150 \text{ mm}$

$$L = 4.90 \text{ m}, b_{\text{eff}} = 1.00 \text{ m}$$

$$A_c = d \cdot b_{\text{eff}} = 7.7 \cdot 100 = 770 \text{ cm}^2, z_c = 7.7 / 2 = 3.85 \text{ cm}$$

$$I_{c,0} = 100 \cdot 7.7^3 / 12 = 3804.44 \text{ cm}^4$$

$$A_s = (100 / 15) \cdot (\pi \cdot 0.8^2 / 4) = 3.35 \text{ cm}^2, z_s = c = 3.0 \text{ cm}$$

$$A_a = 20.09 \text{ cm}^2, z_a = 15 + 16 / 2 = 23 \text{ cm}, I_{a,y} = 869.3 \text{ cm}^4$$

$$\eta = E_a / E_c = 210 / 15.25 = 13.77$$

$$\text{Εμβαδόν Διατομής: } A_e = A_a + A_s + (A_c / \eta) = 20.09 + 3.35 + (770 / 13.77) = 79.36 \text{ cm}^2$$

Κέντρο Βάρους S:

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_c \cdot z_c + A_s \cdot z_s}{A_e} = 8.66 \text{ cm}$$

Ισοδύναμη Ροπή αδράνειας:

$$I_1 = I_e = I_{a,y} + A_a(z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta}(z_c - z_e)^2 + A_s(z_s - z_e)^2 = 6677.86 \text{ cm}^4$$

($I_{a,y}$, $I_{c,0}$ είναι οι ροπές αδράνειας της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους τους)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ

Σιδηροδοκός κάτω πέλμα:

$$W_{au} = \frac{I_e}{h_{ολ} + h - z_e} = \frac{6677.86}{15 + 16 - 8.66} = 298.92cm^3$$

Σιδηροδοκός άνω πέλμα:

$$W_{ao} = \frac{I_e}{z_e - h_{ολ}} = \frac{6677.86}{8.66 - 15} = 1053.29cm^3$$

Σκυρόδεμα κάτω πέλμα:

$$W_{cu} = \frac{\eta * I_e}{z_e - d} = \frac{13.77 * 6677.86}{8.66 - 7.7} = 95785.55cm^3$$

Σκυρόδεμα άνω πέλμα:

$$W_{co} = \frac{\eta * I_e}{z_e} = \frac{13.77 * 6677.86}{8.66} = 10618.26cm^3$$

Οπλισμός Σκυροδέματος:

$$W_s = \frac{I_e}{z_e - z_s} = \frac{6677.86}{8.66 - 3} = 1179.83cm^3$$

ΤΑΣΕΙΣ

Σιδηροδοκός κάτω πέλμα:

$$\sigma_{au} = \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = \frac{2713}{298.92} = 9.08kN/cm^2 < f_{ad} = \frac{27.5}{1,00} = 27.5kN/cm^2$$

Σιδηροδοκός άνω πέλμα:

$$\sigma_{ao} = \frac{M_{Ed}}{W_{ao}} = \frac{2713}{1053.29} = 2.58kN/cm^2 < f_{ad} = 27.5kN/cm^2$$

Σκυρόδεμα κάτω πέλμα:

$$\sigma_{cu} = \frac{M_{Ed}}{W_{cu}} = \frac{2713}{95785.55} = 0.03kN/cm^2 < f_{cd} = \frac{0.85 * 2.5}{1.50} = 1.42kN/cm^2$$

Σκυρόδεμα άνω πέλμα:

$$\sigma_{co} = \frac{M_{Ed}}{W_{co}} = \frac{2713}{10618.26} = 0.26 \text{ kN/cm}^2 < f_{cd} = 1.42 \text{ kN/cm}^2$$

Οπλισμός Σκυροδέματος:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{W_s} = \frac{2713}{1179.83} = 2.30 \text{ kN/cm}^2 < f_{yd} = \frac{50.0}{1.15} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$$

ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ:

$$M_{el,Rd} = \min\{W_{au} * f_{ad}, W_{co} * f_{cd}\} = 82.20 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Τέμνουσα δράσης:

$$V_{sd} = q_{sd} * \frac{L}{2} = 9.04 * \frac{4.90}{2} = 22.15 \text{ kN}$$

Αντοχή σε τέμνουσα:

$$V_{Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{\mu 0} * \sqrt{3}} = \frac{9.66 * 27.5}{1.00 * \sqrt{3}} = 153.37 \text{ kN}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.

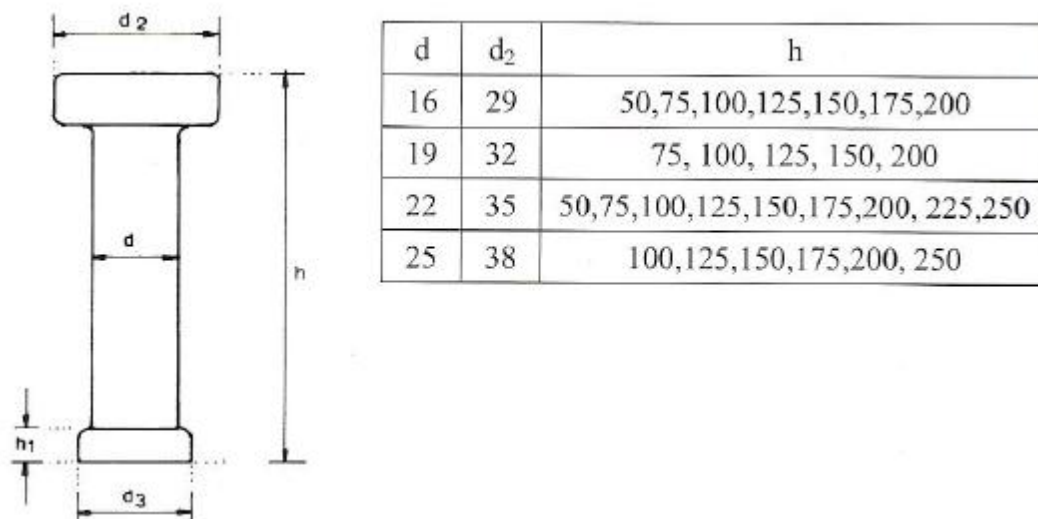
3.4.7 Διατμητική Σύνδεση

Προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας αποτελεί η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Αυτό γίνεται με μηχανικά μέσα, τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι (ήλοι). Αν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση, τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος. Η κατάσταση αυτή ονομάζεται πλήρης διατμητική σύνδεση. Αν όμως τοποθετούνται λιγότεροι από τους απαιτούμενους συνδέσμους, τότε εμφανίζεται σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια και η κατάσταση αυτή ονομάζεται μερική διατμητική σύνδεση.

Για δοκούς κατηγορίας 1, όπως στην περίπτωση μας, επιτρέπεται να εφαρμοστεί είτε η πλαστική είτε η ελαστική θεωρία για τον προσδιορισμό της διαμήκουσ διάτμησης. Στην περίπτωση των διαδοκίδων, επιλέχθηκε η ελαστική ανάλυση.

Διατμητικοί σύνδεσμοι:

Οι συνήθεις διαμέτροι των διατμητικών ήλων είναι 16,19 και 22mm, η δε εφελκυστική αντοχή του υλικού τους είναι 450-500MPa. Η επιλεγόμενη διάμετρος των ήλων δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλούνται, δηλαδή του άνω πέλματος της σιδηροδοκού. Το ύψος επιλέγεται με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πλάκας σκυροδέματος και σύμφωνα με τη σύσταση του Σχήματος.



Επιλέγουμε:

Διάμετρος ήλων: $d=16mm < 2.5 \cdot t_f = 2.5 \cdot 7.4 = 18.5$

Ύψος ήλων: $h = 125mm$

Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 500MPa$

Η οριακή αντοχή του ήλου προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή από τις εξής:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v = 0.8 \cdot 50 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1.6^2}{4} \right) / 1.25 = 64.34kN$$

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 0.29 \cdot 1 \cdot 1.6^2 \cdot \sqrt{2.0 \cdot 3050} / 1.25 = 51.86kN$$

Όπου:

d: διάμετρος κορμού του ήλου

f_u: ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500MPa

f_{ck} , E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος (C20/30)

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{για } 4 < \frac{h}{d}$$

h : ύψος του ήλου

$\gamma_v = 1.25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Η αντοχή των διατμητικών ήλων που χρησιμοποιούνται σε σύμμικτες πλάκες δίνεται από την τιμή που υπολογίστηκε προηγουμένως (για συμπαγείς πλάκες), με εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή εξαρτώμενου από τη διεύθυνση των αυλακώσεων των μεταλλικών φύλλων σε σχέση με τη διεύθυνση της δοκού. Στην περίπτωση μας οι δύο διευθύνσεις (δοκού και νευρώσεων χαλυβδόφυλλου) είναι κάθετες, οπότε έχουμε:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_o}{h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0$$

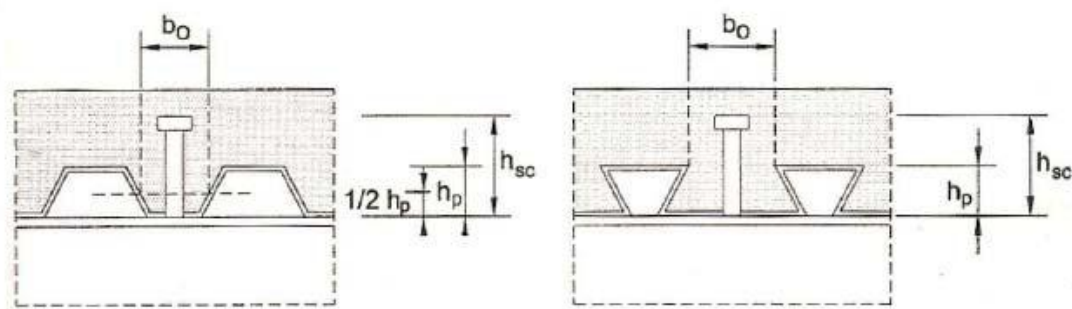
b_o είναι το μέσο πλάτος των αυλακώσεων των χαλυβδόφυλλων τουλάχιστον ίσο με 50mm

$$b_o = (95.50 + 50.00) / 2 = 72.75 \text{mm} > 50.00 \text{mm} \quad \text{OK}$$

$$h_p = 73 \text{mm}$$

N_r : ο αριθμός των ήλων σε κάθε αυλάκωση, επιλέχθηκε 1 ήλος/ αυλάκωση.

h : συνολικό πάχος της πλάκας (150mm).



Εικόνα 3.28

$$\text{Επομένως } k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1.0}} * \frac{72.75}{73} * \left(\frac{150}{73} - 1 \right) = 0.74 \leq 1.0$$

Τελικά η αντοχή του κάθε ήλου είναι ίση με $P_{Rd} = 0.74 * 51.86 = 38.38 \text{kN}$

Διαμήκης Διάτμηση

Με την υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς, αναπτύσσεται σύμφωνα με την θεωρία της ελαστικότητας διατμητική ροή μεγέθους:

$$V_l = \frac{V_{Ed} * S}{I_e}$$

Όπου:

V_l : διατμητική ροή (δύναμη ανά μονάδα μήκους).

V_{Ed} : δρώσα τέμνουσα δύναμη.

S : στατική ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής.

I_e : ροπή αδρανείας τη ισοδύναμης διατομής.

Ο υπολογισμός της στατικής ροπής αδρανείας γίνεται ως εξής:

$$S = \frac{A_c}{n} * (z_{\alpha-\alpha} - z_c) = \frac{770}{13.77} * (15.00 - 3.85) = 623.49 \text{ cm}^3$$

Με δεδομένα τα υπόλοιπα μεγέθη:

$$V_{Ed} = 22.15 \text{ kN}$$

$$I_e = 6677.86 \text{ cm}^4$$

$$L = 4.90 \text{ m}$$

Προκύπτει:

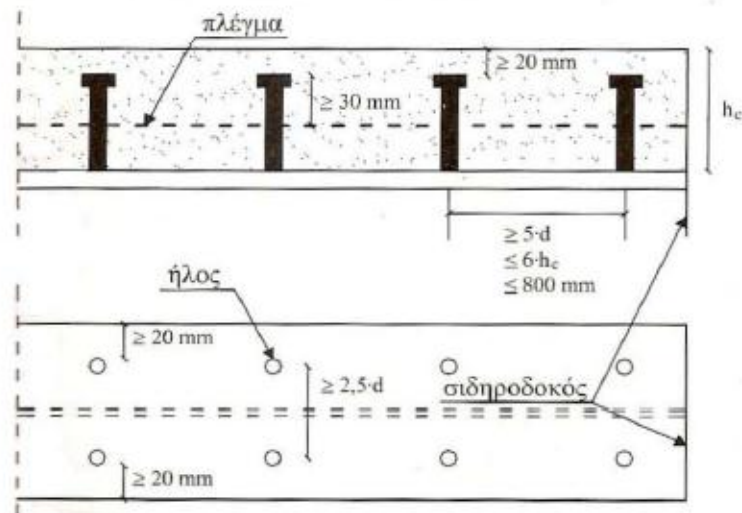
$$V_l = \frac{22.15 * 623.49}{6677.86} = 2.07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Η για τη μισή δοκό: $V_{l,Ed} = V_l * (L/2) = 2.07 * (490/2) = 507.15 \text{ kN}$

Συνεπώς, για τη μισή δοκό απαιτείται αριθμός ήλων που ισούται με: $n_{\eta\lambda\omega\nu} = V_{l,Ed} / P_{Rd} = 507.15 / 38.38 = 13.21 \rightarrow 13$ ήλοι. Εάν τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις: $e_L = (L/2) / n_{\eta\lambda\omega\nu} = (490/2) / 13 = 18.8 \text{ cm}$. Η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου είναι 18.75 cm , επομένως ένας ήλος ανά νευρώση επαρκεί για την διατμητική σύνδεση.

Ο έλεγχος ως προς την διάταξη των ήλων για την διατμητική σύνδεση, γίνεται με την χρήση του παρακάτω Πίνακα:

	min e_L	max e_L	min e_T	min c (όπου απαιτείται για ανθεκτικότητα)	min $h_{sc} - h_p$	min b_0	min h_1
Ολοσωμες πλάκες		$\leq 6 \cdot h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$	2,5d	20 mm	—	—	30 mm
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο \perp σιδηροδοκό)	5d	$\leq 6 \cdot (h_c + h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$	4d	ότι ισχύει για σπλισμό μείον 5 mm	2d	50 mm	



Εικόνα 3.29

$$\min(e_L) = 5d = 5 \cdot 1.6 = 8 \text{ cm} < 18.75 \text{ cm}$$

$$\max(e_L) = \min\{(6 \cdot (h_c + h_p)), (80)\} = \min\{(6 \cdot (15)), (80)\} = \min\{(90), (80)\} = 80 \text{ cm} > 18.75 \text{ cm}$$

-Εγκάρσια διεύθυνση:

Αφού τοποθετήθηκε μόνο ένας ήλος ανά νεύρωση, οι απαιτήσεις προφανώς ικανοποιούνται.

3.4.6.1 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Έλεγχος βελών:

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας. Το συνολικό βέλος δ_{\max} προκύπτει από το άθροισμα των δύο αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του Πίνακα 5.6. Στην περίπτωση μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα ισούται με:

$$\delta_{\text{επιτρ}} = \frac{L}{250} = 1,92$$

Πίνακας 3.30: Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

	δ_{max}	δ_2
Στέγες γενικώς	l/200	l/250
Πατώματα γενικώς	l/250	l/300
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	l/250	l/350

δ_{max} : τελικό βέλος από τον οριζόντιο

δ_2 : πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρόνιων παραμορφώσεων

Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου. Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για τα φορτία λειτουργικότητας $1,00G + 1,00Q$, τα οποία διαχωρίζονται ως εξής:

- Ιδίο Βάρος πλακών και διαδοκίδα

$$g_o = 2,20 \cdot 1,00 + 0,158 = 2,36 \text{ kN} / \text{m}$$

- Πρόσθετα Μόνιμα:

$$g_1 = 1,0 \cdot 1,00 = 1,0 \text{ kN} / \text{m}$$

- Κινητά

$$q = 3,00 \cdot 1,00 = 3,00 \text{ KN} / \text{m}$$

Όσον αφορά στην υποστήριξη της δοκού, εξετάστηκαν δυο ενδεχόμενα χωριστά:

1. Κατασκευή της διαδοκίδας χωρίς υποστήριξη
2. Κατασκευή της διαδοκίδας με υποστήριξη

Σημειώνεται εδώ ότι και στις δύο περιπτώσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με $E_a = 210000 \text{ MPa}$. Το βέλος στο μέσο αμφιέριστης δοκού δίνεται από τη σχέση:

$$\delta = (5/384) * (q * L^4) / (E_a * I)$$

1. Χωρίς υποστήριξη:

Στην περίπτωση αυτή, κατά τη φάση της κατασκευής (όπου δρα μόνο το φορτίο g_0) λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός και συνεπώς το βέλος της φάσης αυτής υπολογίζεται με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά αυτής ($I_{a,y} = 869,3 \text{ cm}^4$). Μετά την κατασκευή προστίθενται και τα υπόλοιπα φορτία και τα πρόσθετα βέλη υπολογίζονται με τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πια διατομής ($I_e = 6677,86 \text{ cm}^4$). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα.

Πίνακας 3.31 Έλεγχος βελών δοκού χωρίς υποστήριξη

Διατομή	Φορτίο kN/m		I (cm ⁴)	δ (cm)	$\Sigma\delta$ (cm)
Χαλύβδινη	g_0	2,36	869,3	0,90	0,90
Σύμμικτη	g_1	1,0	6677,86	0,05	0,95
Σύμμικτη	q	3,0	6677,86	0,15	1,10 < 1,92

Δεν απαιτείται υποστήριξη κατά την κατασκευή.

2. Με υποστήριξη:

Σε περίπτωση που χρειαζόταν υποστήριξη η διαδικασία που θα ακολουθούσαμε είναι η παρακάτω. Αν η δοκός υποστηρίζεται κατά την κατασκευή, το σύνολο των φορτίων εφαρμόζεται απ' ευθείας στη σύμμικτη διατομή με την απομάκρυνση του μηχανισμού υποστήριξης. Για το λόγο αυτό όλα τα βέλη υπολογίζονται με $I_e = 6677,86 \text{ cm}^4$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα.

Πίνακας 3.32 Έλεγχος βελών δοκού με υποστήριξη

Διατομή	Φορτίο kN/m		I (cm ⁴)	δ (cm)	Σδ (cm)
Χαλύβδινη	g ₀	2,36	6677,86	0,12	0,12
Σύμμικτη	g ₁	1,0	6677,86	0,05	0,17
Σύμμικτη	q	3,0	6677,86	0,15	0,32<1,92

3.5 Σύνδεση Δοκού σε Υποστύλωμα

Η σύνδεση Δοκού – Υποστυλώματος ανήκει στην κατηγορία συνδέσεων ροπή. Με τη βοήθεια του προγράμματος FESPA κάνουμε επίλυση της σύνδεσης, η οποία αποτελείται από τους παρακάτω ελέγχους:

Κοχλιωτή σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα με μετωπική πλάκα –Αντοχή σε Ροπή

Η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν:

1. Κορμός Στύλου σε Τέμνουσα
 - Σε περίπτωση που ο κορμός ενισχύεται με πρόσθετο έλασμα ή με εγκάρσιες νευρώσεις τότε η επιφάνεια διάτμησης ή η αντοχή σε τέμνουσα προσαυξάνεται κατάλληλα
2. Κορμός Στύλου σε Θλίψη
3. Κορμός Στύλου σε Εφελκυσμό
4. Πέλμα Στύλου σε Κάμψη
5. Μετωπική Πλάκα σε Κάμψη
6. Κορμός και Πέλμα Δοκού σε Θλίψη
7. Έλεγχος Βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σαν ομάδες. Εξετάζονται τρεις πιθανοί τρόποι αστοχίας
 - Αστοχία Πέλματος του Βραχέος Τα
 - Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος
 - Αστοχία των κοχλιών
8. Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

Αντοχή σε Τέμνουσα

Η αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει ύστερα από τους παρακάτω ελέγχους.

1. Αντοχή των κοχλιών σε Τέμνουσα
2. Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

Από κάθε σειρά κοχλιών προκύπτει η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα, με βάση τους παραπάνω ελέγχους. Άρα η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης.

Δυσκαμψία Σύνδεσης

Η στρωφική δυσκαμψία του κόμβου προσδιορίζεται από την ευκαμψία των βασικών στοιχείων, μέσω του ελαστικού συντελεστή δυσκαμψίας ϕ . Η διαδικασία που ακολουθείται περιγράφεται αναλυτικά στον EC-3.

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Γεωμετρικά Στοιχεία Υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 260
Ύψος διατομής [h]	260,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	260,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	17,50 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Γεωμετρικά Στοιχεία Δοκού

Όνομα διατομής	HEA 200
Ύψος διατομής [h]	190,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	200,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	10,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Μετωπική Πλάκα

Πλάτος πλάκας	260,00 mm
Υψος πλάκας	540,00 mm
Πάχος πλάκας	21,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	4,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	6,00 mm

Ενίσχυση Κάτω Πέλματος

Υψος κάτω	100,00 mm
Πάχος κορμού	5,60 mm
Μήκος πέλματος	100,00 mm
Πάχος πέλματος	8,50 mm
Μήκος κάτω	400,00 m
Ποιότητα υλικού	S275

Ενίσχυση Κορμού Υποστυλώματος

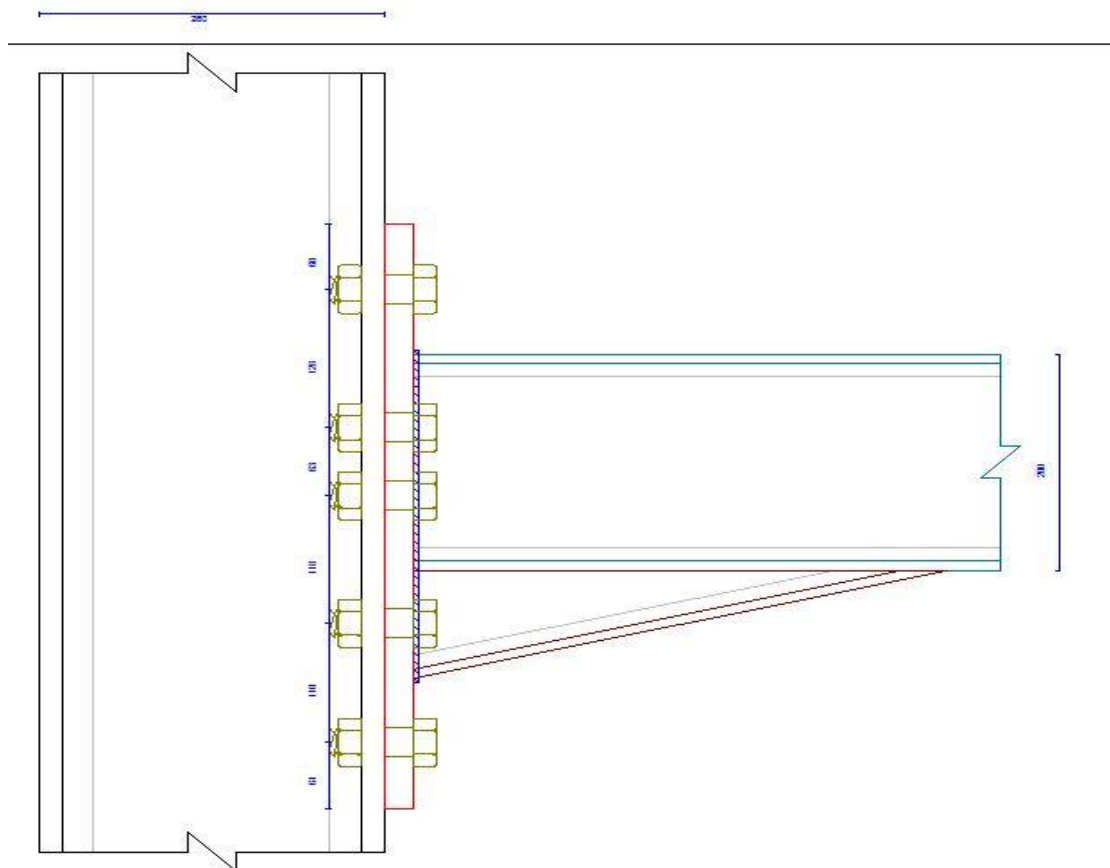
Δε θεωρήθηκε αναγκαία

Ενισχυτικό Ελάσματος Υποστυλώματος

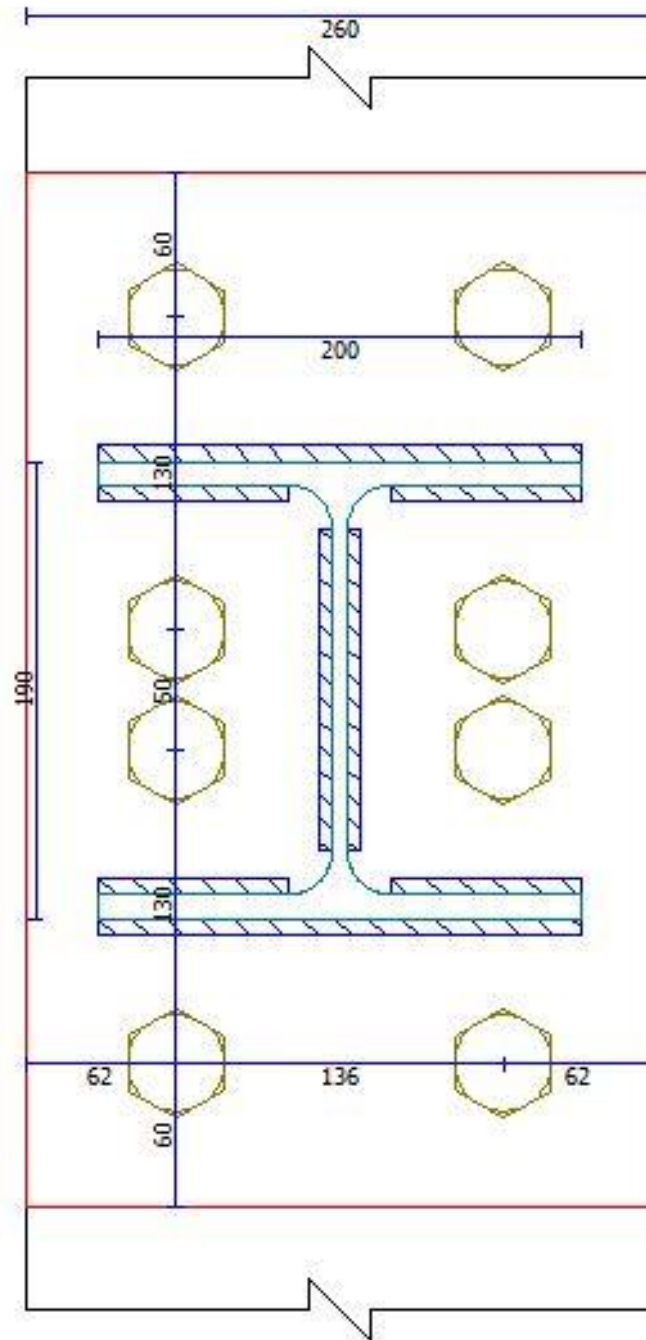
Δε θεωρήθηκε αναγκαίο

Δεδομένα Κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [f_u]	800 MPa
Όριο διαρροής [f_y]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M27
Διάμετρος κοχλία [D]	27,00 mm
Ανοχή κοχλία [d_0]	3,00 mm
Επιφάνεια [A_s]	573,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [A_n]	459,00 mm ²



Εικόνα 3.33 Όψη Α



Εικόνα 3.34 Όψη Β

Στοιχεία Διάτμησης και Θλίψης των Μελών της Σύνδεσης

4.1.1 Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

<i>a/a</i>	<i>Σύμβολο</i>	<i>Περιγραφή</i>	<i>Τιμή Μονάδος</i>
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός στύλου σε διάτμηση	537,1 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. μήκος θλίψης κορμού στύλου	0,268 m
3	ω	Συν. αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού στύλου	0,88
4	λ_p	Λυγηρότητα κορμού στύλου	0,75
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού στύλου	0,98
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός στύλου σε θλίψη	630,2 kN
7	$M_{b,Rd}$	Πέλμα δοκού σε θλίψη	1221,4 kNm
8	$F_{c,fb,Rd}$	Κορμός δοκού σε θλίψη	4441,3 kN

Γεωμετρία Στοιχεία Βραχέων T

Συνεργαζόμενο Μήκος l_{eff}

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα Μέλος ομάδας						Μετωπική πλάκα Μέλος ομάδας					
	Μεμονωμένη σειρά						Μεμονωμένη σειρά					
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]
1	0,275	0,253	0,253	0,253	0,268	0,191	0,288	0,130	0,130	0,130	0,000	0,000
2	0,275	0,253	0,253	0,253	0,180	0,090	0,371	0,348	0,348	0,348	0,276	0,236
3	0,275	0,253	0,253	0,253	0,167	0,084	0,371	0,314	0,314	0,314	0,167	0,084
4	0,275	0,253	0,253	0,253	0,224	0,112	0,371	0,314	0,314	0,314	0,298	0,213
5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Εφελκυστική Αντοχή Πέλματος Βραχέων T Μεμονωμένης Σειράς για κάθε Μηχανισμό Αστοχίας

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$F_{T,1,Rd}$ [κN]	$F_{T,2,Rd}$ [κN]	$F_{T,3,Rd}$ [κN]	$F_{t,wc,Rd}$ [κN]	$F_{T,1,Rd}$ [κN]	$F_{T,2,Rd}$ [κN]	$F_{T,3,Rd}$ [κN]	$F_{t,ep,Rd}$ [κN]
1	485,9	401,7	528,8	401,7	302,7	353,4	528,8	302,7
2	485,9	401,7	528,8	401,7	714,2	445,0	528,8	445,0
3	485,9	401,7	528,8	401,7	644,2	427,9	528,8	427,9
4	485,9	401,7	528,8	401,7	644,2	427,9	528,8	427,9
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Εφελκυστικές Δυνάμεις Κορμού Βραχέων T Μεμονωμένων Σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff_t_wc}$ [m]	ω [/]	$F_{t_wc_Rd}$ [κN]	$b_{eff_t_wb}$ [m]	$F_{t_wb_Rd}$ [κN]
1	0,253	0,89	615,5	0,130	647,0
2	0,253	0,89	615,5	0,348	622,0
3	0,253	0,89	615,5	0,314	561,0
4	0,253	0,89	615,5	0,314	561,0
5	0,000	0,00	0,0	0,000	0,0

Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Σύνδεσης

Σειρά Κοχλιών	$F_{t,wp}$ [kN]	$F_{t,c,wc}$ [kN]	$F_{t,c,fb}$ [kN]	$F_{t,t,fc}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wb}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]
1	691,4	630,2	4441,3	401,7	615,5	258,7	647,0	258,7
2	432,8	371,6	4182,7	401,7	615,5	419,6	622,0	282,3
3	150,5	89,3	3900,4	401,7	615,5	405,0	561,0	51,3
4	99,1	38,0	3849,0	401,7	615,5	405,0	561,0	38,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Υπολογισμός Βραχένων T για ομάδες σειρών

Συνεργαζόμενο Μήκος Leff

Ομάδα Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]
1-2	0,448	0,281	0,281	0,281				
1-3	0,615	0,365	0,365	0,365				
2-3	0,347	0,174	0,174	0,174	0,443	0,320	0,320	0,320
1-4	0,839	0,477	0,477	0,477				
2-4	0,571	0,286	0,286	0,286	0,740	0,532	0,532	0,532
3-4	0,391	0,196	0,196	0,196	0,465	0,296	0,296	0,296
1-5	0,839	0,477	0,477	0,477				
2-5	0,571	0,286	0,286	0,286	0,740	0,532	0,532	0,532
3-5	0,391	0,196	0,196	0,196	0,465	0,296	0,296	0,296
4-5	0,224	0,112	0,112	0,112	0,298	0,213	0,213	0,213

Εφελκυστική Αντοχή Πέλματος βραχένων T ομάδων Σειρών για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Ομάδα Κοχλιών	Υποσύλωμα				Μετωπική πλάκα			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1-2	541,0	707,7	1057,5	541,0				
1-3	701,5	1037,2	1586,3	701,5				
2-3	333,6	661,7	1057,5	333,6	655,8	701,5	1057,5	655,8
1-4	916,9	1378,8	2115,1	916,9				
2-4	549,0	1003,3	1586,3	549,0	1092,8	1078,8	1586,3	1078,8
3-4	375,9	671,1	1057,5	375,9	608,4	689,9	1057,5	608,4
1-5	916,9	1672,6	2643,8	916,9				
2-5	549,0	1297,0	2115,1	549,0	1092,8	1349,6	2115,1	1092,8
3-5	375,9	964,8	1586,3	375,9	608,4	960,6	1586,3	608,4
4-5	215,4	635,4	1057,5	215,4	437,0	648,1	1057,5	437,0

Εφελκυστικές Δυνάμεις Κορμού Βραχέων Τ Ομάδων Σειρών

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα			Μετωπική πλάκα	
	$b_{eff,t,wc}$ [m]	ω [/]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$b_{eff,t,wb}$ [m]	$F_{t,wb,Rd}$ [kN]
1-2	0,281	0,87	671,2		
1-3	0,365	0,82	820,3		
2-3	0,174	0,94	446,7	0,320	571,2
1-4	0,477	0,76	998,2		
2-4	0,286	0,86	679,0	0,532	951,8
3-4	0,196	0,92	496,0	0,296	529,9
1-5	0,477	0,76	998,2		
2-5	0,286	0,86	679,0	0,532	951,8
3-5	0,196	0,92	496,0	0,296	529,9
4-5	0,112	0,97	298,9	0,213	380,6

Λοιπά Στοιχεία Υπολογισμού

Σειρά Κοχλιών	Υποσύλωμα		Μετωπική πλάκα	
	$F_{t,t,fc}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wb}$ [kN]
1-2	238,3	368,5		
1-3	160,6	279,3		
2-3	95,3	208,5	417,5	332,9
1-4	286,6	367,9		
2-4	221,4	351,5	751,3	624,3
3-4	286,6	406,7	519,1	440,6
1-5	286,6	367,9		
2-5	221,4	351,5	765,3	624,3
3-5	286,6	406,7	519,1	440,6
4-5	215,4	298,9	437,0	380,6

Αντοχή Κρίσιμης Φόρτισης

$$M_{j_Rd} = -167,2 \text{ [kNm]}$$

$$V_{j_Rd} = 1343,8 \text{ [kN]}$$

Δυσκαμψία Κρίσιμης Φόρτισης

Πίνακας Δυσκαμψίας

✓ Συντελεστές Δυσκαμψίας Κόμβου

	k1	k2	k3	k4	k5	k10	k_eff	z_eq	k_eq	kj
	6,52	10,61						282,0	4,44	2,12
Σειρά 1:			7,57	10,98	7,67	10,80	2,24			
Σειρά 2:			3,56	5,17	9,53	10,80	1,49			
Σειρά 3:			3,30	4,79	3,37	10,80	1,11			

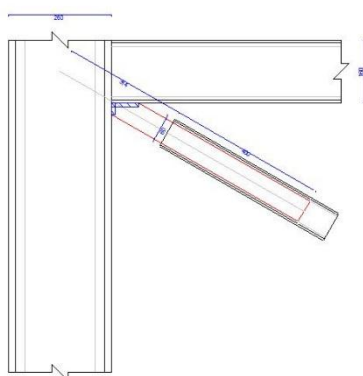
Ταξινόμηση Κόμβου

$$S_{j,ini}/(EI/L) = 15,86 \quad (\text{Περιοχή 2: Ημιάκαμπτος κόμβος})$$

$$S_{j,ini} = 33645 \text{ kNm/rad}$$

$$\mu = 1,00$$

$$S_j = 33645 \text{ kNm/rad}$$



3.6 Σύνδεση Διαγώνιου Μέλους

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις των εγκάρσιων στοιχείων ακαμψίας ενός μεταλλικού φορέα πάνω σε κόμβο δοκού και υποστυλώματος. Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι παρακάτω τύποι σύνδεσης.

1. Κοχλιωτή Σύνδεση Διαγώνιου μέσω Κομβοελάσματος σε κόμβο Δοκού Υποστυλώματος
2. Συγκολλητή Σύνδεση Διαγώνιου μέσω Κομβοελάσματος σε κόμβο Δοκού Υποστυλώματος

Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι συνδέσεις απλών ή διπλών διαγωνίων μεταλλικών μελών, με συγκόλληση ή από κοχλίωση πάνω

Εικόνα Σκαρίφημα Σύνδεσης
σε κόμβο δοκού υποστυλώματος με χρήση κομβοελάσματος.

Έλεγχοι Σύνδεσης

Γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι από το πρόγραμμα για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης.

1. Έλεγχοι Διαγωνίου Μέλους
 - Έλεγχος σε Διαρροή
 - Έλεγχος σε Θραύση

Στην περίπτωση που έχουμε σύνδεση με κοχλίωση τότε:

2. Έλεγχοι της κοχλίωσης σύνδεσης της διαγωνίου με κομβοέλασμα
 - Έλεγχος σε Τέμνουσα
 - Έλεγχος σε Διάτμηση
 - Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας διαγωνίου
 - Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας ελάσματος σύνδεσης

Στην περίπτωση που έχουμε σύνδεση με συγκόλληση τότε:

- Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης του διαγωνίου με κομβοέλασμα
- Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης του κομβοελάσματος με δοκό και υποστύλωμα

Γεωμετρικά Στοιχεία Υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 260
Υψος διατομής [h]	260,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	260,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	17,50 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Γεωμετρικά Στοιχεία Δοκού2.1.2 Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	HEA 160
Υψος διατομής [h]	152,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	160,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	9,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Δεδομένα Κομβοελάσματος

Μήκος κομβοελάσματος [Lx1]	58,8 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy1]	10,0 mm
Μήκος κομβοελάσματος [Lx2]	30,9 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy2]	10,0 mm
Πάχος κομβοελάσματος [t]	15,0 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Δεδομένα Συγκόλλησης(Επί της Διαγωνίου)

Μήκος συγκόλλησης [Lx3]	390,0 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy3]	3,5 mm
Μήκος συγκόλλησης [Lx4]	390,0 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy4]	3,5 mm

Αποτελέσματα Ελέγχου Σύνδεσης Διαγωνίου

Μέγιστη Αξονική δύναμη: $N_{Ed} = 353,52 \text{ kN}$

Έλεγχοι Διαγώνιου Μέλους

Αντοχή σε διαρροή: $N_{pl,Rd} = 499,14 \text{ kN} \geq 353,52 \text{ kN}$

Έλεγχος Συγκόλλησης Διαγώνιου Ελάσματος

Διατμητική τάση συγκόλλησης: $\tau_w = 80,9 \text{ MPa}$
 Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης: $f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 80,9 \text{ MPa}$
 Αντοχή συγκόλλησης (συνολική): $w_{p,Rd} = 907,87 \text{ kN} \geq 353,52 \text{ kN}$

Έλεγχος Αντοχής Ελάσματος

Αντοχή Ελάσματος (συνολική): $N_{p,Rd} = 412,50 \text{ kN} \geq 353,52 \text{ kN}$

Έλεγχος Συγκόλλησης Ελάσματος – Δοκού / Στύλου

Εφαρμοζόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):	= 2,38 kNm
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Ελάσματος-Δοκού:	$\sigma_{w,b} = 136,4 \text{ MPa}$
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Ελάσματος-Στύλου:	$\sigma_{w,c} = 140,3 \text{ MPa}$
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Ελάσματος-Δοκού:	$f_{vw,d} = 233,7 \text{ MPa} \geq 136,4 \text{ MPa}$
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Ελάσματος-Στύλου:	$f_{vw,d} = 233,7 \text{ MPa} \geq 140,3 \text{ MPa}$
Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική):	$w_{,Rd} = 588,75 \text{ kN} \geq 353,52 \text{ kN}$

3.7 Έδραση Υποστυλώματος

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν συνδέσεις που αφορούν την έδραση των υποστυλωμάτων σε θεμέλια από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Στην περίπτωση μας, τα θεμέλια αυτά θεωρούνται τα υποστυλώματα από σκυρόδεμα των υποκείμενων ορόφων. Στα υποστυλώματα αυτά, θα ανοιχτούν οπές ώστε να μπουν τα αγκύρια στα οποία το άνωθεν μεταλλικό υποστυλώμα θα εδραστεί.

Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι παρακάτω τύποι σύνδεσης:

1. Σύνδεση ροπής με πλάκα έδρασης
2. Σύνδεση ροπής με πλάκα έδρασης και ενισχυτικά ελάσματα

Η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν:

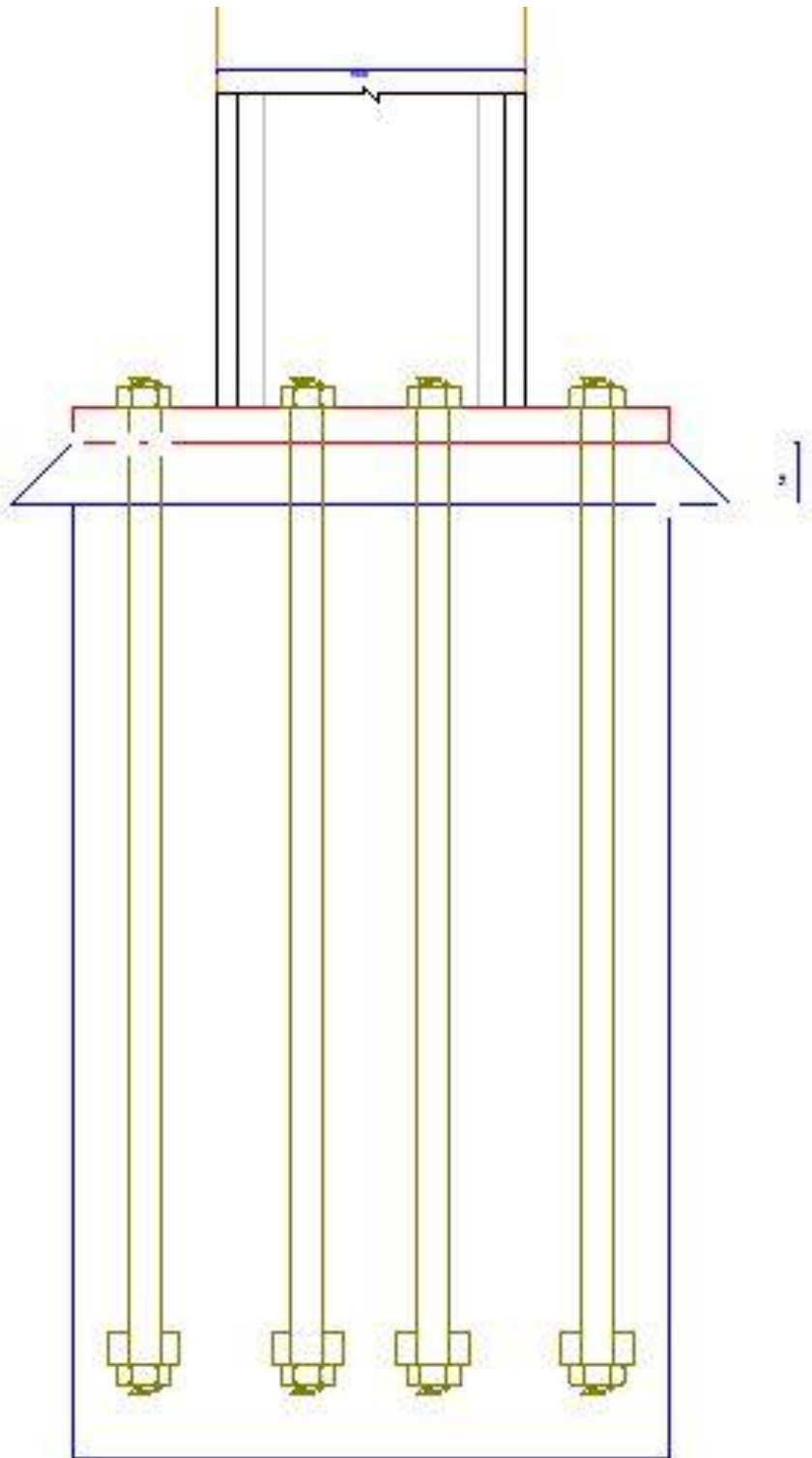
1. Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη
2. Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό
3. Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη

4. Πέλμα και κορμός στύλου σε θλίψη
5. Κορμός στύλου σε εφελκυσμό
6. Αντοχή των συγκολλήσεων
7. Αντοχή σε τέμνουσα των αγκυρίων
8. Αντοχή πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

Για κάθε σειρά αγκυρίων βρίσκεται η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα από τους παραπάνω ελέγχους, ενώ η τελική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα βρίσκεται από το άθροισμα των αντοχών των επιμέρους σειρών της σύνδεσης.

Γεωμετρικά Στοιχεία Υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 260
Υψος διατομής [h]	260,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	260,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	17,50 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275



Εικόνα 3.35 Σύνδεση Έδρασης Όψη Α

Στοιχεία Πλάκας Έδρασης

Μήκος πλάκας	300,00 mm
Πλάτος πλάκας	500,00 mm
Πάχος πλάκας	30,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	7,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	13,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Στοιχεία Βάσης Έδρασης

Μήκος βάσης έδρασης	500,00 mm
Πλάτος βάσης έδρασης	500,00 mm
Υψος βάσης έδρασης	800,00 mm
Ανύψωση βάσης έδρασης	50,00 mm
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25

Δεδομένα Αγκυρίων

Ποιότητα αγκυρίων	8.8
Εφελκυστική αντοχή [f_u]	800 MPa
Όριο διαρροής [f_y]	640 MPa
Ονομασία αγκυρίου [I]	M27
Διάμετρος αγκυρίου [D]	27,00 mm
Ανοχή αγκυρίου [d_0]	3,00 mm
Επιφάνεια [A_s]	573,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [A_n]	459,00 mm ²

Ανάλυση Αντοχής Κρίσιμης Φόρτισης

Στοιχεία Διάτμησης και Θλίψης των Μελών της Σύνδεσης

<i>a/a</i>	<i>Σύμβολο</i>	<i>Περιγραφή</i>	<i>Τιμή Μονάδος</i>
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός στύλου σε διάτμηση	0,0 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. μήκος θλίψης κορμού στύλου	0,000 m
3	ω	Συν. αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού στύλου	0,00
4	λ_p	Λυγηρότητα κορμού στύλου	0,00
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού στύλου	0,00
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός στύλου σε θλίψη	922,2 kN

Γεωμετρικά στοιχεία βραχέων T

<i>Σειρά Κοχλιών</i>	Πλάκα έδρασης				Μέλος ομάδας	
	Μεμονωμένη σειρά					
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]
1	0,284	0,150	0,150	0,150	0,000	0,000
2	0,415	0,420	0,415	0,420	0,329	0,303
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Εφελκυστική Αντοχή Πέλματος Βραχέων T Μεμονωμένης Σειράς για κάθε Μηχανισμό Αστοχίας

<i>Σειρά Κοχλιών</i>	Πλάκα έδρασης			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1	409,8	409,8	528,8	409,8
2	777,5	777,5	528,8	528,8
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

Εφελκυστικές Δυνάμεις Κορμού Βραχέων T Μεμονωμένων Σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff,t,wc}$ [m]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]
1	0,150	1080,8
2	0,415	1141,8
3	0,000	0,0
4	0,000	0,0

Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Σύνδεσης

Σειρά Κοχλιών	$F_{t,c,fb}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]
1	1454,9	409,8	1080,8	409,8
2	1045,1	528,8	1141,8	512,4
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

Υπολογισμός Βραχέων T για Ομάδες Σειρών

Συνεργαζόμενο Μήκος L_{eff}

Ομάδα Κοχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]
1-2				
1-3				
2-3	0,329	0,303	0,303	0,303
1-4				
2-4	0,329	0,303	0,303	0,303
3-4	0,000	0,000	0,000	0,000

Εφελκυστική Αντοχή Πέλματος Βραχέων T Ομάδων Σειρών για κάθε Μηχανισμό Αστοχίας

Ομάδα Κοχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1-2				
1-3				
2-3	1136,7	821,7	1057,5	821,7
1-4				
2-4	1136,7	1095,6	1586,3	1095,6
3-4	0,0	0,0	1057,5	0,0

Εφελκυστική Αντοχή Κορμού Βραχέων Τ Ομάδων Σειρών

Σειρά Κοχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$b_{eff,t,wc}$ [m]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]
1-2				
1-3				
2-3	0,303	834,6	309,3	322,2
1-4				
2-4	0,303	834,6	583,2	322,2
3-4	0,000	0,0	0,0	0,0

Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Σύνδεσης

Σειρά [/]	lim_ $F_{t,}$	MIN_ lim_ $F_{t,}$		$F_{t,Rd}$ [kN]
	$,c,fb$ [kN]	$,t,ep$ [kN]	$,t,wc$ [kN]	
1	1454,9	409,8	1080,8	409,8
2	1045,1	528,8	1141,8	512,4
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

Εντατικά Μεγέθη Αντοχής Σύνδεσης

$$N_{j,Rd} = -205,1 \text{ [kN]}$$

$$M_{j,Rd} = -193,5 \text{ [kNm]}$$

$$V_{j,Rd} = 1212,0 \text{ [kN]}$$

Δυσκαμψία Κρίσιμης Φόρτισης

Πίνακας Δυσκαμψίας

	k13	k15	k16	k_eff	k_C	k_T	z	kj
	18,64				34,09	18,64	235,1	12,46
Σειρά 1:		18,53	2,94	21,47				
Σειρά 2:		12,07	2,94	15,01				

Ταξινόμηση Κόμβου

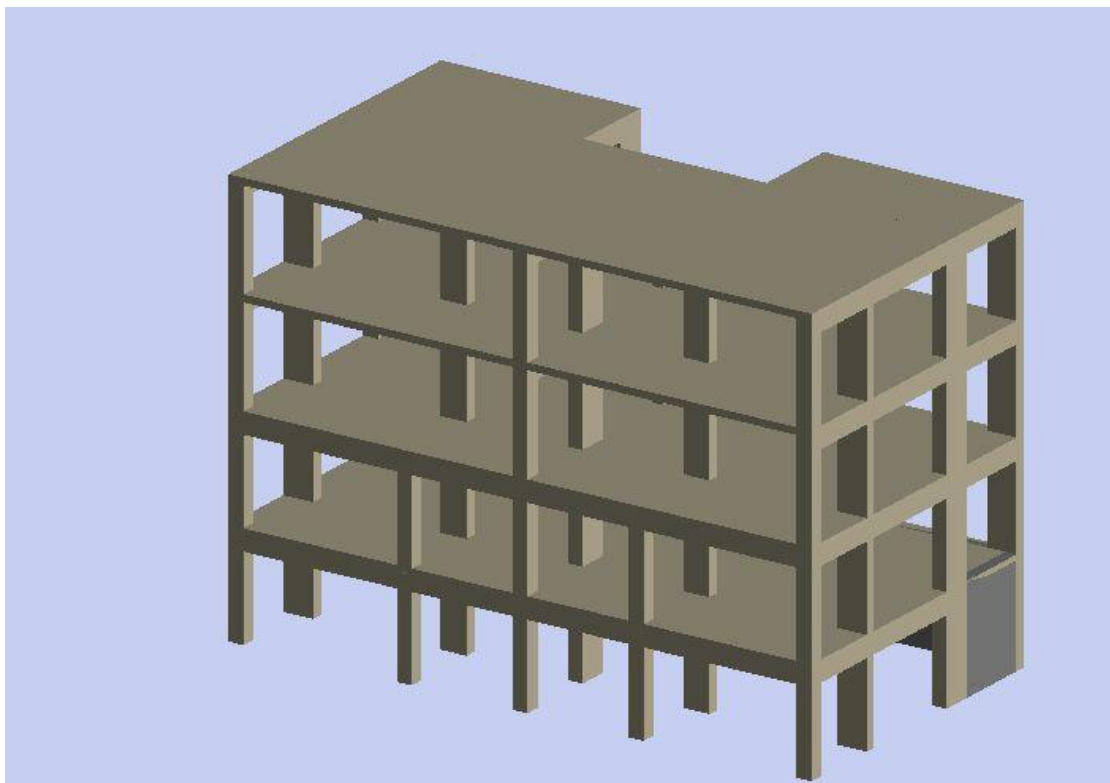
$S_{j,ini}/(EI/L)$	= 13,85 > 12	(Περιοχή 1: Ακαμπτος κόμβος)
λ_0	= 0,32 < 1.36	
$S_{j,ini}$	= 137744 kNm/rad	
μ	= 1,79	
S_j	= 76805 kNm/rad	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Προσθήκη Ορόφου Από Σκυρόδεμα

4.1 Γενικά

Σε αυτό το κεφάλαιο έγινε η προσπάθεια προσθήκης ορόφου από σκυρόδεμα στην υφιστάμενη κατασκευή. Χρησιμοποιώντας το FESPA και το αρχικό μοντέλο κτιρίου που είχαμε δημιουργήσει, προχωρήσαμε στην αναπαραγωγή ενός επιπλέον ορόφου.



Εικόνα 4.1

3D Κτιρίου με προσθήκη

Η ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη της προσθήκης είναι η ίδια με αυτά της υπάρχουσας κατασκευής, δηλαδή σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας

S500.Παρακάτω εμφανίζονται αναλυτικά καρτέλες με τις παραμέτρους που χρησιμοποιήθηκαν.

Κτίριο	
Γενικά	Αντισεισμικός Φάσμα Συντελεστής q Σκυρόδεμα Οπλισμός Υλικό - Αποτίμηση Δομικός χάλυβας Pushover Φάσμα - Pushover Ταυτοποίηση Ταυτοποίηση Έδαφος Δράσεις Εν
Γενική περιγραφή εργασίας	? Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση
Στόχος μελέτης	? Αποτίμηση Φ.Ι με pushover
Υλικό	
Κύριο υλικό κτιρίου	? Σκυρόδεμα
Δευτερεύον υλικό κτιρίου	? Σκυρόδεμα
Κανονισμοί	
Κανονισμός σκυροδέματος	? EC2
Κανονισμός διαστασιολόγησης δομικού χάλυβα	? EC3
Αντισεισμικός κανονισμός	? EC8
Εθνικό προσάρτημα	? GR - Ελλάδα
Θεμελίωση	
Όροφος θεμελίωσης	? -1

Εικόνα 4.2

Παράμετροι Κτιρίου – Γενικά

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Υλικό - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | Φάσμα - Pushover | Τοιχοποιία | Τοιχοπήρωση | Έδαφος | Δράσεις | Εν...

Αντισεισμικός κανονισμός ? EC8

Εθνικό προσάρτημα ? GR - Ελλάδα

Σεισμική δράση

Σεισμική ζώνη ? Z3

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_gR ? 0.360

Σπουδαιότητα κτιρίου ? II (συνήθη κτίρια)

Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ? 1.000

Συντελεστής τοπογραφίας S_t ? 1.000

Παράμετροι φάσματος

Φάσμα ? Φάσμα σχεδιασμού

Εδαφικός τύπος ? B

Συντελεστής εδάφους S ? 1.200

Χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος ? ...

Συντελεστής απόσβεσης [%] ? 5.00

Συντ. β κάτω ορίου φάσματος σχεδιασμού ? 0.200

Κατακόρυφη συνιστώσα

Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού ? Όχι

Κατακόρυφη συνιστώσα σε πλάκες-προβόλους ? Ναι

Εδαφική επιτάχυνση κατακόρ. ανθρ. a_{gR} ? 0.324

Εδαφικός Τύπος	S	T_0 (s)	T_0 (s)	T_0 (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Εδαφικός Τύπος

Εικόνα 4.3

Παράμετροι Κτιρίου – Φάσμα

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Υλικό - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | Φάσμα - Pushover | Τοιχοποιία | Τοιχοπήρωση | Έδαφος | Δράσεις | Εν...

Υλικό

Ποιότητα σκυροδέματος ? C20/25

Χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} (MPa) ? 20

Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος γ_c ? 1.500

Συντ. μακροχρόνιων επιδράσεων στην θλιπτική αντοχή a_{cc} ? 0.850

Δοκός

Ανακατανομή ροπών δοκών ? Ναι

Προσμητέος λόγος M_1/M_2 ? 1.000

Αυτόματη απόδοση οπλισμού πλάκων στις δοκούς ? Ναι

Σίδερα πλάκων προσαρτημένα στον οπλισμό δοκού ? Ναι

Μέγιστος συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας [% απαιτούμενου] ? 25.0

Σίδερα πλάκων στους ελέγχους πιστοσύμτητας ? Ναι

Αξονική δύναμη στη διαστασιολόγηση δοκού ? Μόνο διαμεγνές

Έλεγχος ροπής αναίγματος με την ροπή της μονοάκτου ? Ναι

Έλεγχος λειτουργικότητας δοκών & πλάκων

Έλεγχος τάσεων χάλυβα & σκυροδέματος ? Ναι

Έλεγχος ρηγμάτωσης ? Αυτόματο

Έλεγχος βέλους δοκών ? Ναι

Κατηγορία έκθεσης ? XC3

Μέγιστο εύρος ρωγμής αναίγματος w_{lim} [mm] ? 0.30

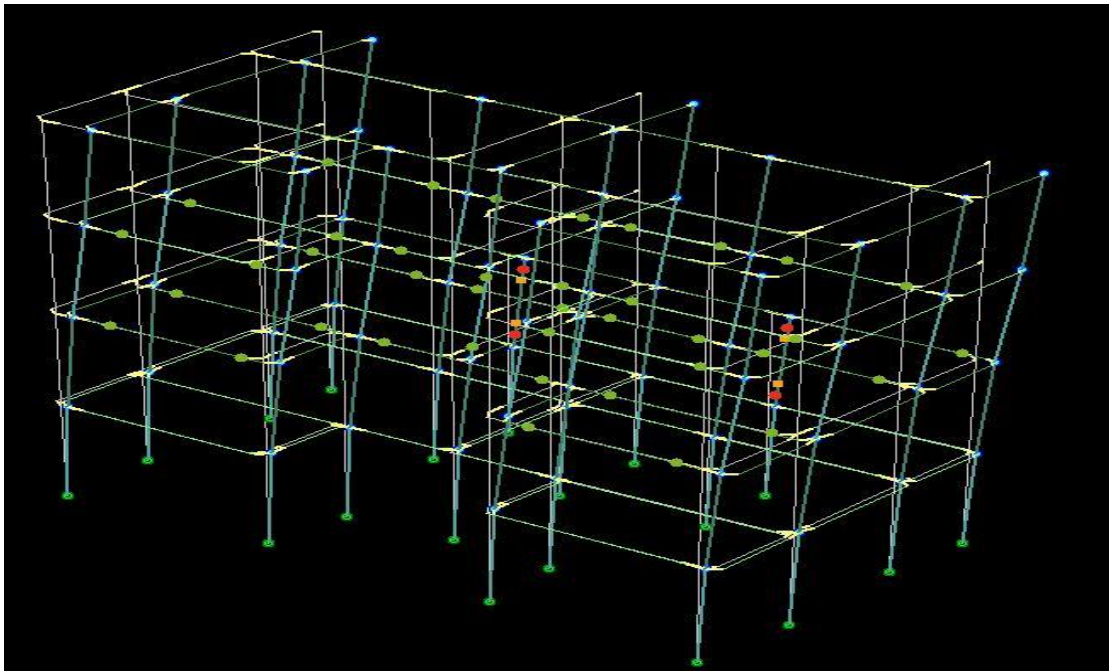
Μέγιστο εύρος ρωγμής στήριξης w_{lim} [mm] ? 0.30

Έκθεση	Περιορισμοί περιβάλλοντος	Χρονιά (απ)	Χρονιά (απ)
XC1	Επίπεδο κτιρίων με μέγιστο υψος 10m	25	20
XC2	Επιφανειακές σταθμής με το υψος 10m	35	30
XC3	Προστατευόμενα από τη βροχή	35	30
XC4	Σε επαφή με το νερό	40	35
XD2	Πισίνες	50	45
XD3	Πλάκες γύρω από σταθμής	-	50
XS1	Κοντά ή επί της ακτής	45	40

EC2-1-1 παρ. 4

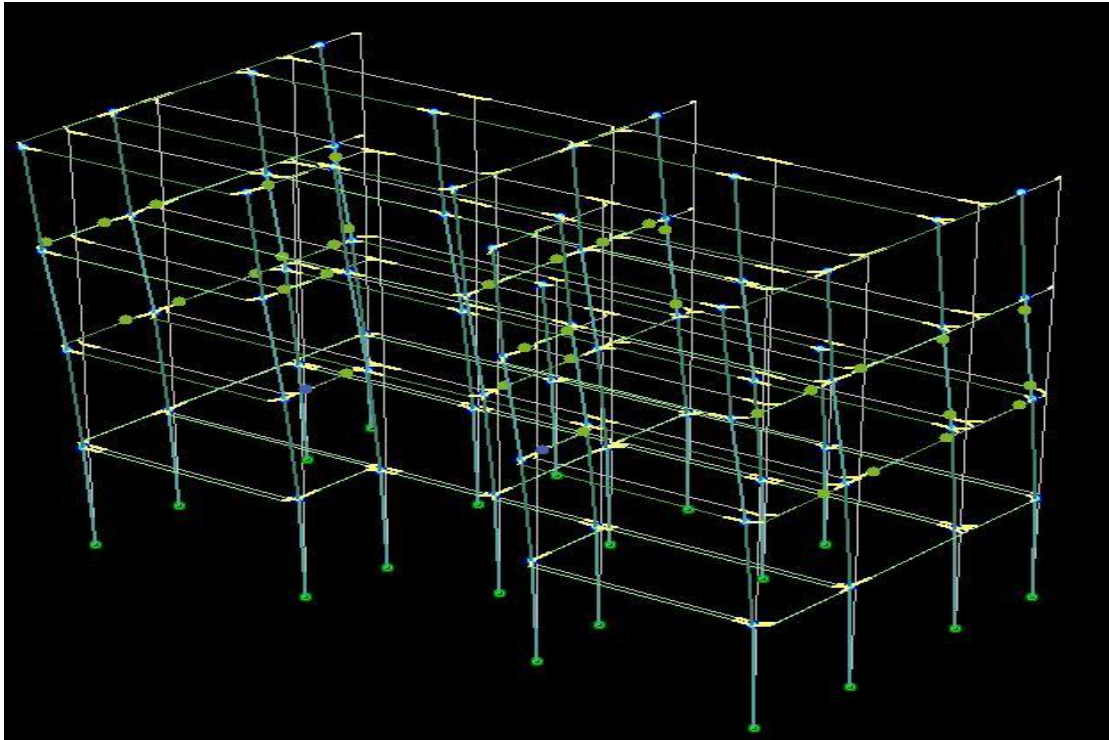
Εικόνα 4.4

Παράμετροι Κτιρίου – Σκυρόδεμα

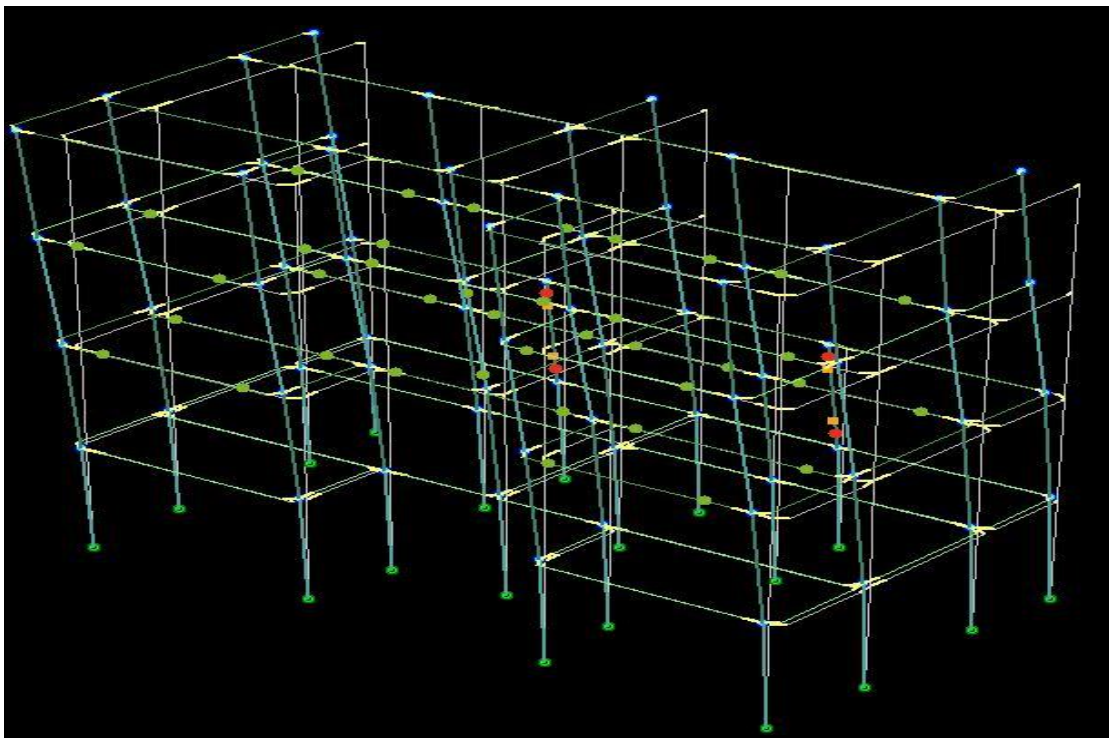


Εικόνα 4.5 Ιδιομορφή +x

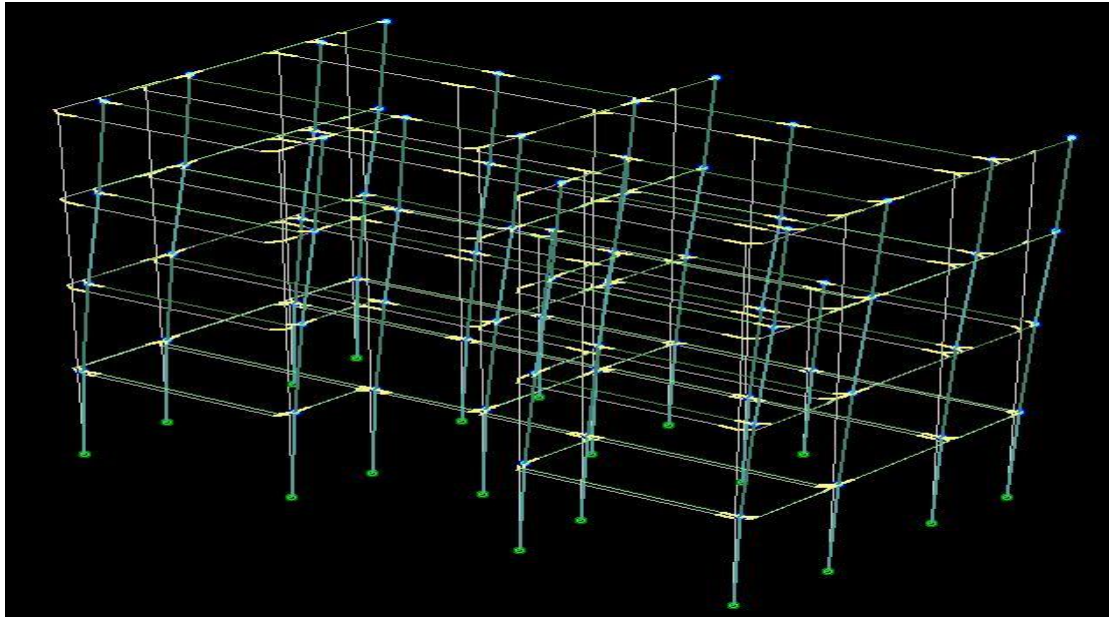
Για τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής κρατήσαμε τις ίδιες διατομές υποστυλωμάτων και δοκών, καθώς και τους ίδιους οπλισμούς με αυτούς του δεύτερου ορόφου. Στη συνέχεια πραγματοποιήσαμε έλεγχο pushover για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Παρακάτω παρουσιάζονται οι κυριότερες ιδιομορφές της κατασκευής.



Εικόνα 4.6 Ιδιομορφή +z

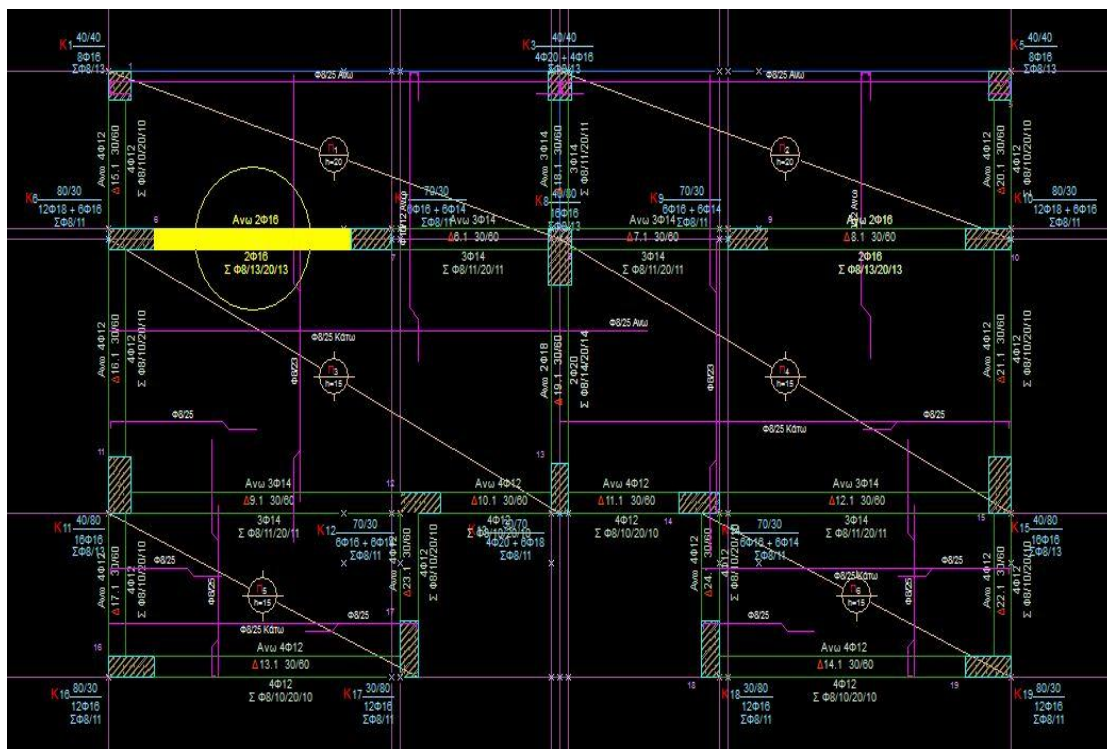


Εικόνα 4.7 Ιδιομορφή -x

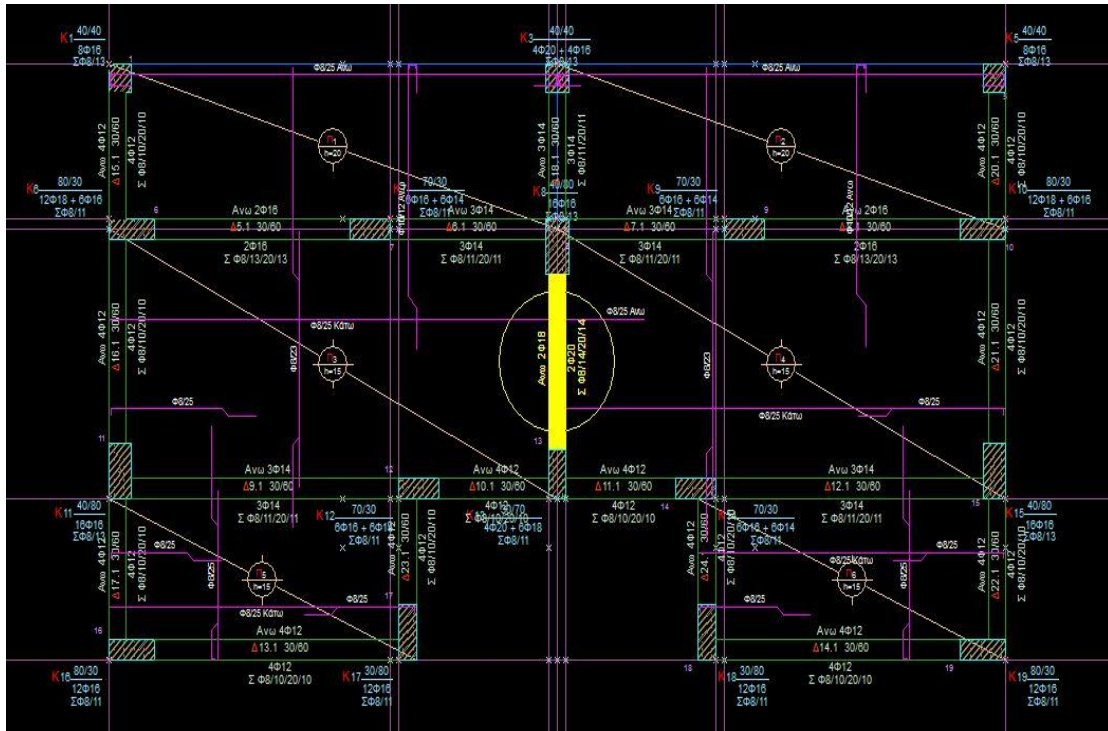


Εικόνα 4.8
Ιδιομορφή $-z$

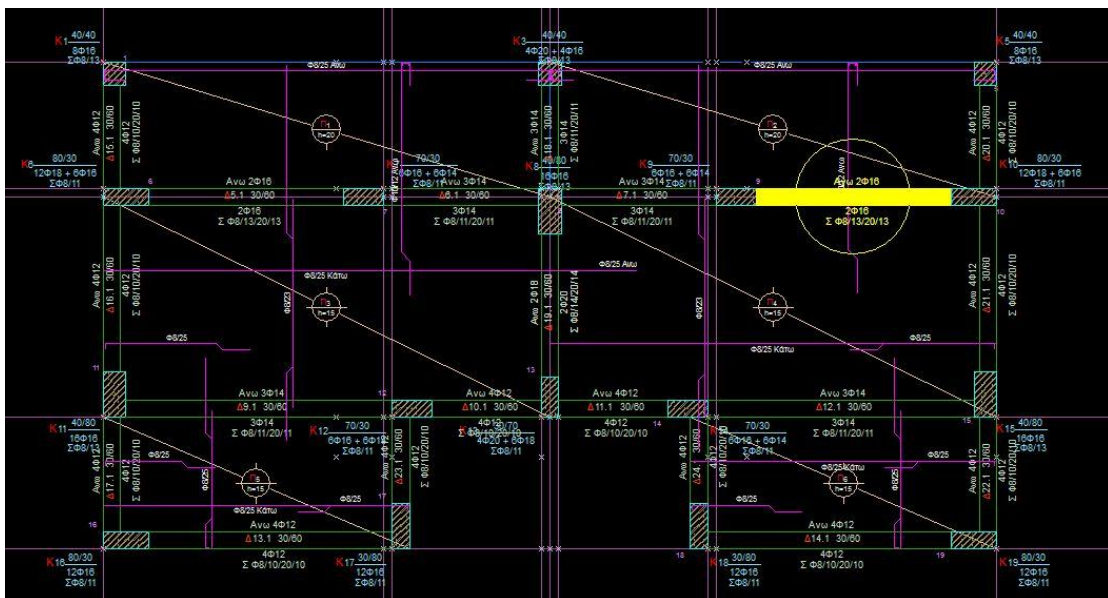
Μετά τον έλεγχο pushover εμφανίστηκαν αδυναμίες όπλισης σε δοκούς του β' ορόφου. Παρακάτω παρατίθενται εικόνες από το πρόγραμμα Fesra.



Εικόνα 4.9 Δοκός 5.1



Εικόνα 4.10 Δοκός 8.1(2)



Τα μέλη που εμφάνισαν προβλήματα θα μπορούσαν να ενισχυθούν με μανδύα σκυροδέματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Συμπεράσματα

5.1 Γενικά

Στη διπλωματική εργασία εξετάσαμε την προσθήκη ορόφου σε υπάρχουσα κατασκευή από σκυρόδεμα. Μελετήθηκαν δύο περιπτώσεις προσθήκης, μία με κύριο δομικό υλικό το χάλυβα και μια από ωπλισμένο σκυρόδεμα ίδιας κατηγορίας με την υπάρχουσα κατασκευή.

Σκοπός των δύο επιλύσεων ήταν η σύγκριση των δύο διαφορετικών τύπων κατασκευών και η επιλογή της πιο συμφέρουσας τόσο από θέμα κόστους όσο και από θέμα δυναμικής συμπεριφοράς, αντοχής και χρόνου κατασκευής. Η σύγκριση αυτή θα γίνει λαμβάνοντας υπόψιν τα παρακάτω κριτήρια:

1. Βάρος Κατασκευών
2. Μετακινήσεις Οροφής
3. Ιδιομορφές -Ιδιοπερίοδοι
4. Κόστος Κατασκευής
5. Ταχύτητα Κατασκευής

5.1.1 Βάρος Κατασκευών

Ξεκινώντας λοιπόν, συγκρίνουμε το βάρος των κατασκευών με τη βοήθεια των πινάκων που προέκυψαν από την επίλυση του προγράμματος FESPA. Στους πίνακες μπορούμε να δούμε τα βάρη των οπλισμών, τα κυβικά του σκυροδέματος αλλά και τα μήκη και τα βάρη των διατομών του μεταλλικού πλαισίου.

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB260	36,00	3348,00
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA160	40,70	1237,28
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	22,08	933,98
4	ΤΕΓΙΔΑ	ΙΡΕ160	48,50	766,30
5	ΤΕΓΙΔΑ	ΙΡΕ180	15,00	282,00
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS60X5	58,98	496,62
7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS40X5	14,51	76,62
8	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	235,77	7140,81

Προμέτρηση Μεταλλικών Μελών, Μεταλλικής Κατασκευής

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :3

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	995,80	392,95	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	79,85	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	392,95
Αφαιρούνται	[m ²]	0,00	Όγκος Σκυροδέματος	[m ³]	8,00
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	79,85	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	49,25

Προμέτρηση Υλικών 3^{ου} Ορόφου, Μεταλλικής Κατασκευής

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	276,85	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	3851,85
Αφαιρούνται	[m ²]	5,30	Όγκος Σκυροδέματος	[m ³]	39,25
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	271,55	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	98,10

Προμέτρηση Υλικών 3^{ου} Ορόφου, Κατασκευής από Σκυρόδεμα

Γνωρίζοντας ότι το βάρος του σκυροδέματος ανά κυβικό είναι 2500 kg, μπορούμε να υπολογίσουμε χονδρικά το βάρος του μπετονένιου ορόφου. Έτσι έχουμε:

$40 \text{ m}^3 \times 2500 \text{ kg} = 100000 \text{ kg}$ σκυροδέματος

Αντίθετα, το συνολικό βάρος του μεταλλικού ορόφου είναι 28374 kg

Παρατηρούμε λοιπόν ότι το βάρος της προσθήκης μειώνεται κατά 70% περίπου. Αυτό οφείλεται στον υψηλό λόγο αντοχής – βάρους που έχουν οι χαλύβδινες διατομές.

5.1.2 Ιδιομορφές

Ελέγχοντας τους πίνακες με τα ποσοστά μαζών που προκύπτουν ανά ιδιομορφή για κάθε επίλυση ξεχωριστά, συμπεραίνουμε τα εξής:

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	0.029	0.000	97.300	0.029	0.000	97.300
2	60.064	0.000	1.185	60.093	0.000	98.485
3	39.433	0.000	1.169	99.526	0.000	99.655
4	0.053	0.000	0.112	99.579	0.000	99.767
5	0.006	0.000	0.090	99.585	0.000	99.857
6	0.153	0.000	0.094	99.738	0.000	99.951
7	0.042	0.000	0.036	99.780	0.000	99.988
8	0.000	0.000	0.000	99.780	0.000	99.988
9	0.086	0.000	0.000	99.866	0.000	99.988

Ιδιομορφές και ποσοστά μαζών ανά ιδιομορφή, μεταλλική κατασκευή**Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	3.702	0.000	57.528	3.702	0.000	57.528
2	71.878	0.000	7.277	75.579	0.000	64.806
3	4.588	0.000	15.092	80.168	0.000	79.898
4	0.881	0.000	9.865	81.049	0.000	89.764
5	14.265	0.000	1.825	95.314	0.000	91.588
6	0.935	0.000	4.810	96.248	0.000	96.399
7	0.005	0.000	2.157	96.254	0.000	98.556
8	3.234	0.000	0.000	99.488	0.000	98.556
9	0.001	0.000	0.000	99.489	0.000	98.556

Ιδιομορφές και ποσοστά μαζών ανά ιδιομορφή, κατασκευή από σκυρόδεμα**Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	0.000	0.000	99.714	0.000	0.000	99.714
2	6.007	0.000	0.000	6.007	0.000	99.714
3	93.774	0.000	0.000	99.782	0.000	99.714
4	0.000	0.000	0.000	99.782	0.000	99.714
5	0.019	0.000	0.000	99.801	0.000	99.714
6	0.000	0.000	0.280	99.801	0.000	99.994
7	0.009	0.000	0.000	99.810	0.000	99.994
8	0.000	0.000	0.000	99.810	0.000	99.994
9	0.078	0.000	0.000	99.889	0.000	99.994

Ιδιομορφές και ποσοστά μαζών ανά ιδιομορφή, μεταλλική κατασκευή

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	0.000	0.000	79.900	0.000	0.000	79.900
2	78.520	0.000	0.000	78.520	0.000	79.900
3	1.600	0.000	0.000	80.121	0.000	79.900
4	15.521	0.000	0.000	95.642	0.000	79.900
5	0.000	0.000	16.540	95.642	0.000	96.441
6	0.660	0.000	0.000	96.302	0.000	96.441
7	2.073	0.000	0.000	98.376	0.000	96.441
8	0.001	0.000	3.163	98.377	0.000	99.604
9	1.147	0.000	0.000	99.524	0.000	99.604

Ιδιομορφές και ποσοστά μαζών ανά ιδιομορφή, κατασκευή από σκυρόδεμα

Για το μεταλλικό φορέα η κύρια ιδιοπερίοδος κατά X είναι η δεύτερη $T = 0,0766$, με ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 60,064% . Αντίθετα, η αντίστοιχη στο φορέα από ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι 71,878% με $T = 0,2981$. Για το μεταλλικό φορέα η κύρια ιδιοπερίοδος κατά Z είναι η πρώτη $T = 0,1021$ με ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 99,71% . Αντίθετα, η αντίστοιχη στο φορέα σκυροδέματος είναι 79,90% με $T = 0,3051$. Παρατηρούμε ότι οι κύριες ιδιοπερίοδοι του χαλύβδινου φορέα είναι μικρότερες από το φορέα από σκυρόδεμα, γεγονός που επιβεβαιώνεται από την αυξημένη δυσκαμψία.

5.1.3 Χρόνος Κατασκευής

Ο χρόνος κατασκευής αποτελεί πολύ σημαντικό κριτήριο για την επιλογή του τρόπου κατασκευής. Οι μεταλλικές κατασκευές προσφέρουν ταχύτητα ανέγερσης με συνέπεια και τη ταυτόχρονη μείωση του κόστους κατασκευής. Επίσης, μειώνονται και οι τοπικές επιπτώσεις στο περιβάλλον που σχετίζονται με το εργοτάξιο(σκόνη, θόρυβος, απόβλητα). Επιπλέον, η σχεδίαση με τη βοήθεια του Η/Υ, ο σωστός και έγκυρος προγραμματισμός, τα πληροφοριακά συστήματα διαχείρισης και οι βελτιωμένες τεχνικές ανέγερσης έχουν βοηθήσει στο γεγονός η ταχύτητα κατασκευής να είναι συνώνυμη με τη μεταλλική κατασκευή.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση προσθήκης ορόφου από ωπλισμένο σκυρόδεμα οι ενισχύσεις που απαιτούνται στην υπάρχουσα κατασκευή όπως προέκυψε από την επίλυση PUSHOVER είναι ελάχιστες. Συνεπώς, ο χρόνος κατασκευής δε θα επηρεάσει σε μεγάλο βαθμό τη χρήση της υπάρχουσας κατασκευής. Σε περίπτωση όμως, που οι επεμβάσεις στην υφιστάμενη κατασκευή ήταν εκτεταμένες και δε μπορούσε να διακοπεί η χρήση της τότε η επιλογή της μεταλλικής κατασκευής θα ήταν μονόδρομος.

5.1.4 Οικονομοτεχνική Μελέτη

Για τον προσεγγιστικό υπολογισμό του κόστους κατασκευών των δύο εναλλακτικών μεθόδων, θα αγνοήσουμε τις ενισχύσεις που χρειάζεται η κατασκευή από **ωπλισμένο** σκυρόδεμα και θα αρκεστούμε στον υπολογισμό του κόστους της προσθήκης. Για τον υπολογισμό του κόστους ελήφθησαν υπόψιν τα υλικά και η εργασία για την κατασκευή του σκελετού και των πλακών. Οι τοιχοπληρώσεις θεωρούνται ότι είναι οι ίδιες και στις δύο περιπτώσεις. Με τη βοήθεια του προγράμματος FESPA έχει γίνει ήδη η προμέτρηση των υλικών που απαιτούνται για την κατασκευή της προσθήκης. Οι τιμές παρουσιάζουν διαφορές ανάλογα και με την περιοχή του έργου. Εκτιμάται ότι το κόστος για το σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 συμπεριλαμβανομένης της προμήθειας, μεταφοράς στο εργοτάξιο, διάστροφης και συμπύκνωσης ανέρχεται στα 300 ευρώ/m³. Το κόστος του δομικού χάλυβα ανέρχεται στα 0,80 ευρώ / kg ενώ του χάλυβα μεταλλικών διατομών 1,20 ευρώ / kg. Στις παραπάνω τιμές έχουν υπολογιστεί και τα εργατικά για την τοποθέτηση. Με τη βοήθεια των παραπάνω κατασκευάστηκαν οι παρακάτω πίνακες.

	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	40 x 300 = 12000 ΕΥΡΩ	12 X 300 = 3600 ΕΥΡΩ
ΧΑΛΥΒΔΙΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ	-	7140 X 1,30 = 9282 ΕΥΡΩ
ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ	3851 x 0,80 = 3080 ΕΥΡΩ	393 X 0,80 = 320 ΕΥΡΩ
ΣΥΝΟΛΟ	ΠΕΡΙΠΟΥ 15000 ΕΥΡΩ	ΠΕΡΙΠΟΥ 13500 ΕΥΡΩ

Συνοψίζοντας, όταν πρόκειται να γίνει καθ' ύψος προσθήκη σε υφιστάμενο κτίριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα, η επιλογή του χάλυβα ως κύριου δομικού υλικού προσφέρει αξιοσημείωτα πλεονεκτήματα.

Αρχικά, ο χάλυβας έχει μειωμένο βάρος σε σχέση με το μπετόν. Τα χαλύβδινα στοιχεία του σκελετού παρέχουν ευχέρεια προσθήκης καθ' ύψος υφιστάμενων κτιρίων και μειώνουν τις απαιτήσεις ενίσχυσης των στοιχείων της υπάρχουσας κατασκευής καθώς και της θεμελίωσης.

Επίσης, ο χρόνος απόπεράτωσης μειώνεται αισθητά λόγω της εύκολης και αυτοματοποιημένης παραγωγής του χάλυβα και της απλής διαδικασίας ανέγερσης χαλύβδινων σκελετών με αποτέλεσμα να μειώνεται και το κόστος κατασκευής.

Επιπλέον, η κατασκευή από χάλυβα παρέχει εξασφάλιση ποιότητας, διότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα που συνθέτουν το φορέα είναι τυποποιημένες βιομηχανικές διατομές υψηλών προδιαγραφών, χωρίς αποκλίσεις μεταξύ τους, σε αντίθεση με τα μέλη μιας συμβατικής κατασκευής στο εργοτάξιο.

Όμως, η περίπτωση προσθήκης μεταλλικού ορόφου σε υφιστάμενο κτίριο από σκυρόδεμα δημιουργεί προβλήματα στην ανάλυση για τις σεισμικές διεγέρσεις. Αυτό συμβαίνει διότι πρόκειται για δύο διαφορετικά υλικά κατασκευής με αποτέλεσμα να τίθεται θέμα επιλογής συντελεστών συμπεριφοράς.

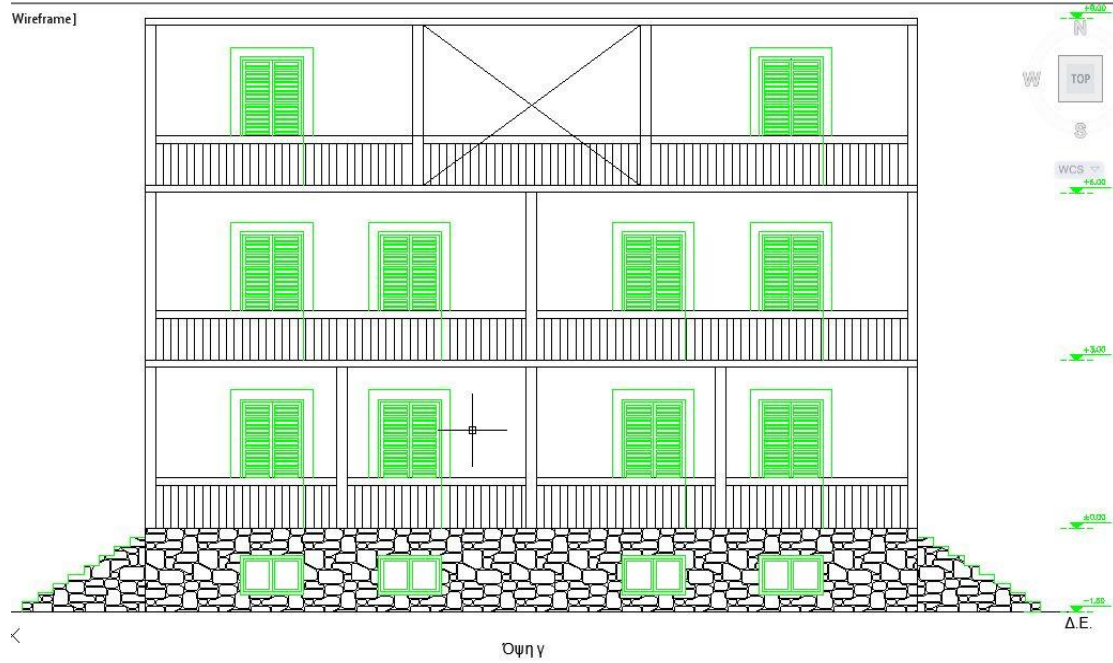
Τέλος, παρατηρήσαμε ότι ο χαλύβδινος φορέας έχει μεγαλύτερες μετακινήσεις σε σχέση με το φορέα από σκυρόδεμα λόγω των μεγαλύτερων διατομών και της αυξημένης δυσκαμψίας που προσφέρει η κατασκευή από σκυρόδεμα.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, <<Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>> Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>> Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ιωάννης Κ. Βάγιας, <<Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ιωάννης Κ. Βάγιας <<Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση>> Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Θ. Π. Τάσιος <<Κατασκευές και Θεμελιώσεις από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα>> Εκδόσεις ΕΜΠ
- Anil K. Chopra, <<Δυναμική των κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανή>>, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
- Ευρωκώδικας 1, << Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές>>, Μέρος 1-1 Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, EN 1991 -1-1, 2002
- Ευρωκώδικας 2, <<Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN1992-1-1, 2004
- Ευρωκώδικας 3, << Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα>>, Μέρος 1-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN 1993-1-1, 2005
- Ευρωκώδικας 3, << Design of steel structures>>, Μέρος 1-8, Design of joints, CEN, EN1993-1-1,2005
- Ευρωκώδικας 4, <<Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN, prENV1994-1-1, 2004

- Ευρωκώδικας 8, <<Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, EN1998-1,2004
- Εγχειρίδιο προγράμματος Fespa

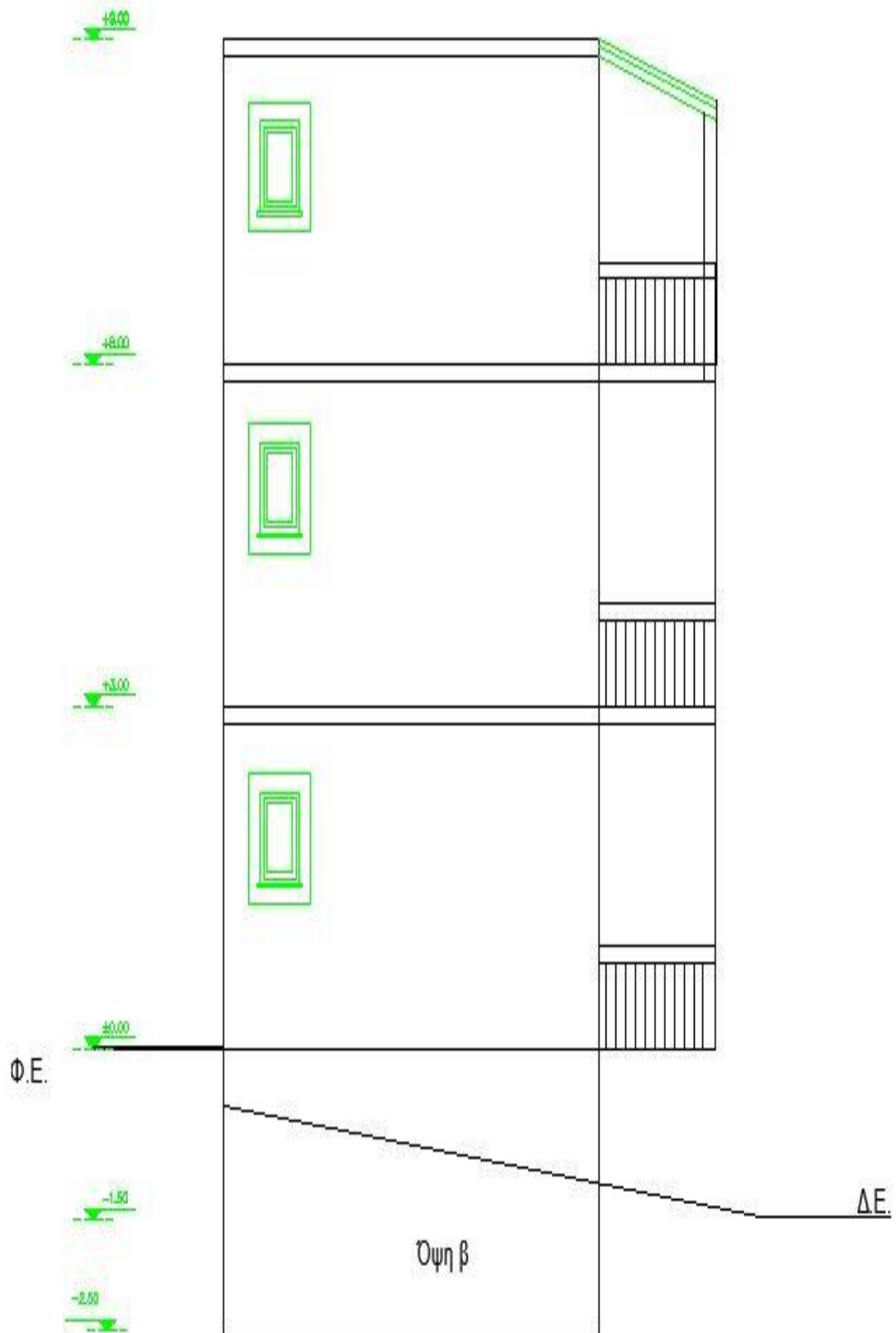
Παράρτημα



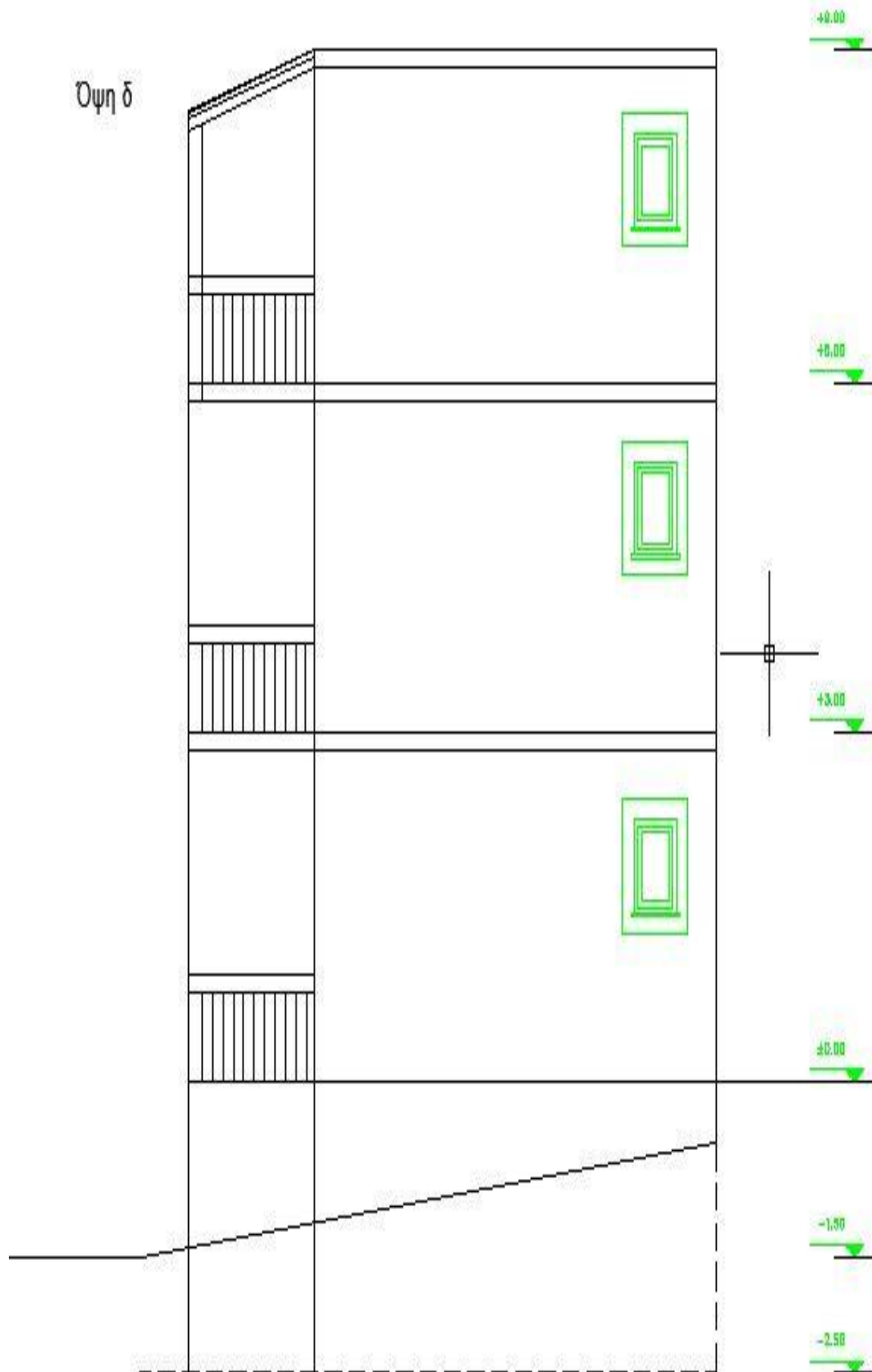
ΟΨΗ Γ



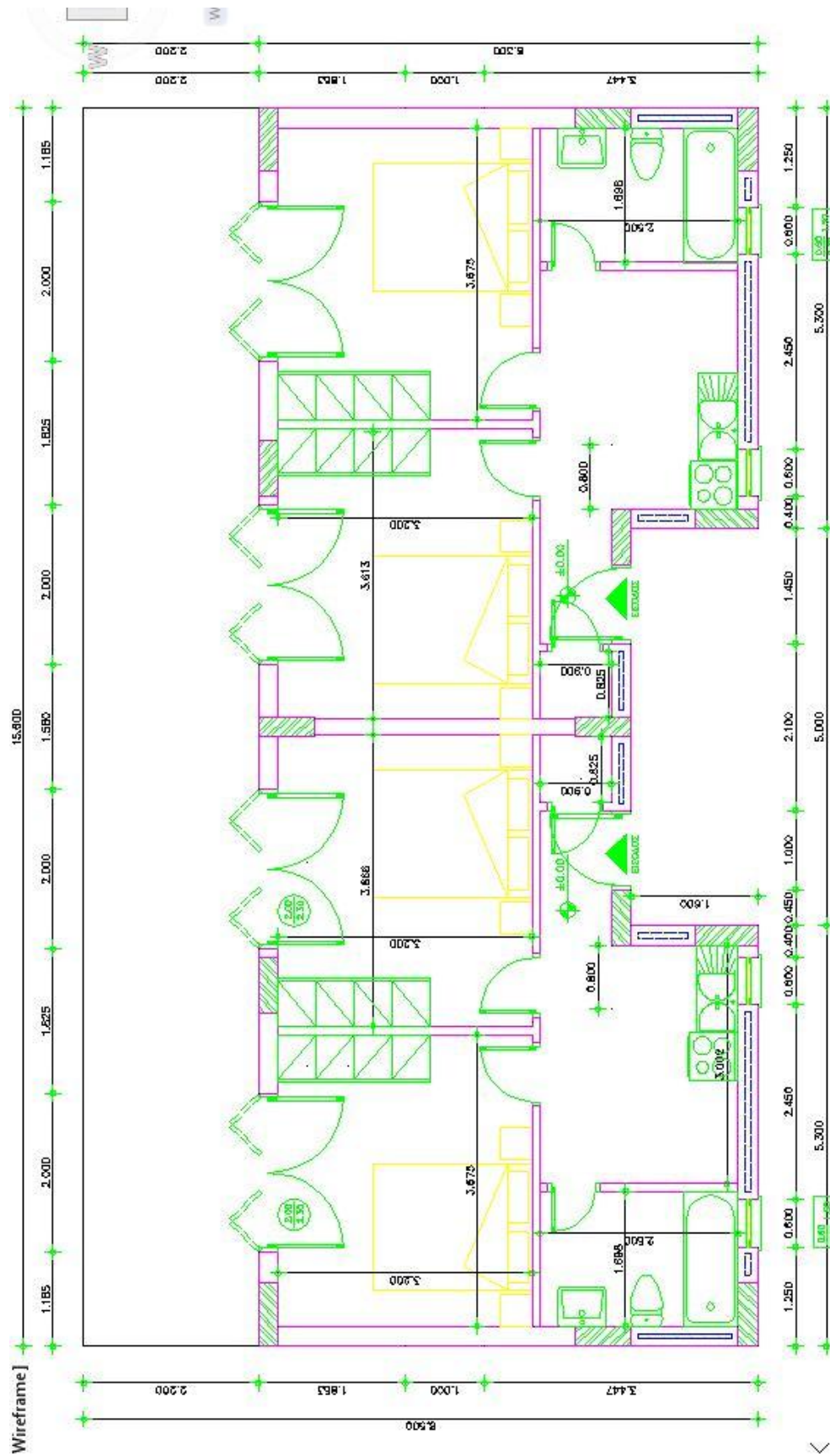
ΟΨΗ Α



Όψη Β



ΟΨΗ Δ



Κάτοψη Ορόφου