



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΔΠΜΣ: «ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ &  
ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

## «Μελέτη Σύμμικτων Κτηρίων Προοριζόμενα για Χώρους Στάθμευσης»

ΜΑΤΘΑΙΟΥ ΧΑΡΟΥΛΑ-ΕΛΕΝΗ

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:** ΙΩΑΝΝΗΣ Κ. ΒΑΓΙΑΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ

ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2011

## Περιεχόμενα

<b>Εισαγωγή.....</b>	<b>5</b>
<b>Κεφάλαιο 1<sup>ο</sup>: Γενικά Στοιχεία Σχεδιασμού.....</b>	<b>6</b>
1.1 Πλεονεκτήματα μεταλλικών κατασκευών .....	6
1.2 Διάκριση χώρων στάθμευσης .....	7
1.3 Βελτιστοποίηση διάταξης χώρου στάθμευσης.....	7
1.3.1 Τύποι Κατασκευής.....	8
1.3.2 Κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας (ράμπες) .....	15
1.3.3 Μονή ή διπλή κυκλοφοριακή ροή .....	18
1.3.4 Θέσεις στάθμευσης.....	20
1.3.5 Ελεύθερο ύψος ορόφου.....	23
1.3.6 Λωρίδες εισόδου και εξόδου .....	24
1.4 Δομικά Στοιχεία.....	24
1.4.1 Γενικά.....	24
1.4.2 Υποστυλώματα .....	25
1.4.3 Πλάκες & Δοκοί .....	26
1.4.4 Συνδέσεις.....	33
1.5 Επιβαλλόμενη φόρτιση .....	34
1.6 Προστασία έναντι διάβρωσης.....	35
1.6.1 Προστασία μεταλλικών στοιχείων .....	35

1.6.2 Αποστράγγιση υδάτων .....	36
1.7 Πυροπροστασία.....	37
<b>Κεφάλαιο 2<sup>ο</sup>: Υπό μελέτη κτήρια.....</b>	<b>38</b>
2.1 Γενικά στοιχεία .....	38
2.2 Χωροθέτηση .....	39
2.3 Φέρων οργανισμός.....	42
2.4 Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων .....	43
2.5 Προσομοίωμα.....	46
2.5.1 Γεωμετρία.....	47
2.5.2 Ιδιότητες υλικών και τύποι διατομών.....	55
2.5.3 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων .....	59
2.5.4 Διακριτοποίηση στοιχείων .....	64
2.6 Ανάλυση .....	64
<b>Κεφάλαιο 3<sup>ο</sup> : Παρουσίαση αποτελεσμάτων ανάλυσης .....</b>	<b>66</b>
3.1 Κανονικό κτήριο .....	67
3.1.1 Ιδιομορφές .....	67
3.1.2 Διαστασιολόγηση & αριθμητικά δεδομένα.....	70
3.2 Μη κανονικό κτήριο .....	76
3.2.1 Ιδιομορφές .....	76
3.2.2 Διαστασιολόγηση & αριθμητικά δεδομένα.....	79
3.3 Έλεγχος & σχολιασμός εξαγομένων ανάλυσης.....	85

3.3.1 Έλεγχος ορθότητας ανάλυσης.....	85
3.3.2 Έλεγχος αποτελεσμάτων διατομών ως προς την ικανοποίηση των ιδιαίτερων απαιτήσεων της κατασκευής .....	86
3.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	86
<b>Κεφάλαιο 4<sup>ο</sup>: Λοιποί έλεγχοι .....</b>	<b>88</b>
4.1 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας .....	88
4.2 Διατμητική σύνδεση.....	91
4.3 Επιλογή τελικών διατομών.....	94
4.3.1 Φορτία κρούσης .....	94
4.3.2 Ομοιομορφοποίηση διατομών .....	96
4.3.3 Ικανοτικός σχεδιασμός.....	104
4.3.4 Έλεγχος συνδέσεων.....	112
<b>Επίλογος.....</b>	<b>150</b>
<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>151</b>

## Εισαγωγή

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία μελετήθηκε η κατασκευή δύο πολυώροφων σύμμικτων κτηρίων που προορίζονται για χώροι στάθμευσης οχημάτων.

Στο 1ο κεφάλαιο παρατίθενται γενικά στοιχεία από τη σχετική βιβλιογραφία πάνω στη διαμόρφωση και χωροθέτηση των χώρων στάθμευσης σύμφωνα με τις απαιτούμενες προδιαγραφές.

Στο 2ο κεφάλαιο επιλέγεται η τελική διάταξη των κτηρίων που θα μελετηθούν. Αναλύεται το πρόγραμμα που θα χρησιμοποιηθεί και οι φορείς των προσομοιωμάτων. Παρουσιάζονται τα βήματα της ανάλυσης, στα οποία συμπεριλαμβάνονται τα φορτία και οι συνδυασμοί φόρτισης που θα εφαρμοστούν.

Στο 3ο κεφάλαιο παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης των φορέων, δηλαδή οι ιδιομορφές του κτηρίου, καθώς και οι προκύπτουσες διατομές από τη διαστασιολόγηση. Ακολουθεί σχολιασμός των αποτελεσμάτων του προγράμματος.

Στο 4ο κεφάλαιο παρατίθενται όλοι οι έλεγχοι που δεν έγιναν από το πρόγραμμα και τα αποτελέσματά τους, όπως έλεγχος της σύμμικτης πλάκας και διατμητικής σύνδεσης, έλεγχος σε φορτία κρούσης, ικανοτικός σχεδιασμός και τέλος έλεγχος τυπικών συνδέσεων. Επίσης στο κεφάλαιο αυτό γίνεται η τελική επιλογή των διατομών των στοιχείων των φορέων με βάση τα συνολικά αποτελέσματα όλων των προαναφερθέντων ελέγχων.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους βοήθησαν στην ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής αυτής εργασίας και κυρίως τον επιβλέποντα καθηγητή, καθηγητή του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου του τομέα Μεταλλικών Κατασκευών, κύριο Ιωάννη Βάγια και τον υποψήφιο διδάκτορα κύριο Ανδρέα Σπηλιόπουλο για την αγαστή συνεργασία που είχαμε.

## Κεφάλαιο 1<sup>ο</sup>: Γενικά Στοιχεία Σχεδιασμού

### 1.1 Πλεονεκτήματα μεταλλικών κατασκευών

Ονομαστικά τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι τα εξής:

- Μειωμένο βάρος κατασκευής
- Μη ευαισθησία στις καθιζήσεις
- Ελαστική συμπεριφορά ως προς τις παραμορφώσεις
- Αρθρωτές απλές στηρίξεις.

Όλα τα παραπάνω οδηγούν σε απλοποιημένες επιφανειακές θεμελιώσεις. Ακόμα και στην περίπτωση πολύ πτωχού υπεδάφους όπου απαιτείται βαθιά θεμελίωση προκειμένου να περιοριστούν οι καθιζήσεις, μια ελαφριά μεταλλική κατασκευή οδηγεί σε μειωμένα μήκη πασσάλων.

Ειδικά για χώρους στάθμευσης, η μεταλλική κατασκευή προσφέρει μεγάλη ευελιξία καθώς επιτρέπει την εύκολη προσαρμογή του μεγέθους του κτηρίου σε νέες ανάγκες χωρίς εν γένει να διαταραχθεί η λειτουργία στο εσωτερικό του. Δεδομένου ενός κατάλληλου σχεδίου, η μεταλλική κατασκευή μπορεί να αποσυναρμολογηθεί μετά από μία χρονική περίοδο για να κατασκευαστεί σε μια νέα περιοχή. Επίσης αναλύσεις αποδοτικότητας υποδεικνύουν ότι η μεταλλική κατασκευή είναι μακράν η πιο οικονομική. Κυρίως ο υψηλός βαθμός προκατασκευής επιτρέπει πολύ σύντομους κατασκευαστικούς χρόνους με αποτέλεσμα την γρήγορη απόδοση της επένδυσης.

Ενδεικτικά το μέσο κατασκευαστικό κόστος ενός πολυώροφου υπέργειου χώρου στάθμευσης ανέρχεται γύρω στα 5000€/ θέση στάθμευσης. Ανάλογα με τη μέθοδο που θα εφαρμοστεί κάθε φορά, τις τοπικές συνθήκες, την έκταση των επιπλέον εγκαταστάσεων, τις παρεχόμενες ανέσεις και τα αισθητικά ζητήματα, το ποσό αυτό μπορεί να κυμανθεί μεταξύ 3000-10000€/ θέση στάθμευσης.

Ακόμα υπάρχουν παραδείγματα πολυώροφων χώρων στάθμευσης που αποτελούν απόδειξη της επιτυχημένης ένταξης του κτηρίου στον περιβάλλοντα χώρο

και της τέλειας εναρμόνισης του με το αστικό τοπίο. Η χρήση κεκλιμένων πανέλων, γυάλινων ή διάτρητων στοιχείων και άλλων, σπάνε, μέσα από τον σωστό αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, την μονοτονία του προκατασκευασμένου κτηρίου.

## 1.2 Διάκριση χώρων στάθμευσης

Οι χώροι στάθμευσης διακρίνονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Ανάλογα με το μέγεθος διακρίνονται σε μικρού, μεσαίου και μεγάλου μεγέθους για ωφέλιμη επιφάνεια μέχρι  $300\text{m}^2$ , μεταξύ  $300\text{m}^2$  και  $750\text{m}^2$  και άνω των  $750\text{m}^2$  αντιστοίχως.
- Ανάλογα με το ποσοστό κάλυψης της εξωτερικής επιφάνειας διακρίνονται σε ανοικτούς και κλειστούς. Ανοικτός χαρακτηρίζεται ένας χώρος στάθμευσης όταν τα ανοίγματα κάθε ορόφου είναι μεγαλύτερα ή ίσα του  $1/3$  της συνολικής εξωτερικής παράπλευρης επιφάνειας. Ειδικά για χώρους στάθμευσης μεσαίου και μεγάλου μεγέθους τίθεται ως επιπλέον απαίτηση, για να χαρακτηριστούν ως ανοικτοί, η απόσταση μεταξύ δύο απέναντι πλευρών με ανοίγματα, να μην υπερβαίνει τα 70m.

## 1.3 Βελτιστοποίηση διάταξης χώρου στάθμευσης

Ένας πολυώροφος χώρος στάθμευσης για να είναι αποδοτικός πρέπει να έχει υψηλό βαθμό εκμετάλλευσης του χώρου. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί μόνο με υψηλής ποιότητας υλικά κατασκευής και έχοντας ως επιδίωξη την άνεση του χρήστη. Αυξημένο ύψος ορόφων, επαρκούς πλάτους κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας (ράμπες), υποστυλώματα μικρών διαστάσεων και εξαρτήματα υψηλής ποιότητας, είναι παράγοντες που αυξάνουν την άνεση και την ασφάλεια του χρήστη. Γενικά κατά το σχεδιασμό καλό θα ήταν να λαμβάνονται υπόψη τα παρακάτω:

- Να υπάρχει ένα χρονικό και χωρικό περιθώριο στο χρήστη από την στιγμή που εισέρχεται στο χώρο στάθμευσης μέχρι τη στιγμή που θα πρέπει να λάβει κάποια απόφαση σχετικά με το που θα κινηθεί.
- Θα πρέπει να αποφεύγεται ο μεγάλος αριθμός αναστροφών για να μην αποπροσανατολίζεται ο οδηγός.

- Θα πρέπει ο κυκλοφοριακός σχεδιασμός να είναι πανομοιότυπος σε κάθε όροφο για την ευκολότερη εξοικείωση του χρήστη.

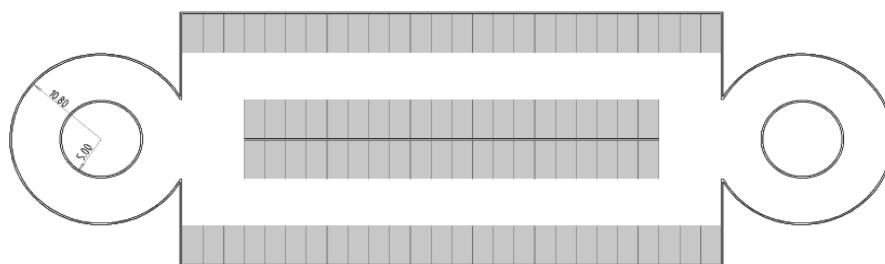
### 1.3.1 Τύποι Κατασκευής

Υπάρχουν δύο τύποι κατασκευών σε υπέργειους χώρους στάθμευσης ανάλογα με τη διάταξη δύο διαδοχικών ορόφων. Έτσι διακρίνονται σε πλήρως αλληλοεπικαλυπτόμενους ορόφους (full level) και σε παρακείμενα επίπεδα στάθμευσης μετατεθειμένα το ένα ως προς το άλλο κατά μισό ύψος ορόφου (split level).

#### 1.3.1.1 «Full level»

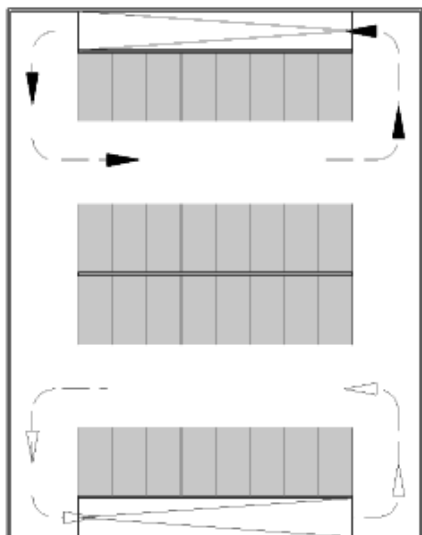
Η κατασκευή αποτελείται από πανομοιότυπους ορόφους διατεταγμένους ώστε οι προβολές τους να έχουν κοινό αποτύπωμα στο οριζόντιο επίπεδο. Η κυκλοφορία από το ένα επίπεδο στο άλλο γίνεται με ράμπες που πρέπει να καλύψουν την υψομετρική διαφορά ενός ολόκληρου ορόφου. Ο τύπος αυτός προτιμάται για μεσαίου και μεγάλου μεγέθους χώρους στάθμευσης όπου υπάρχει η απαιτούμενη επιφάνεια έτσι ώστε να πληρούνται οι απαιτήσεις για την κλίση των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας.

Ακολουθούν χαρακτηριστικές κατόψεις αυτού του τύπου κατασκευής:

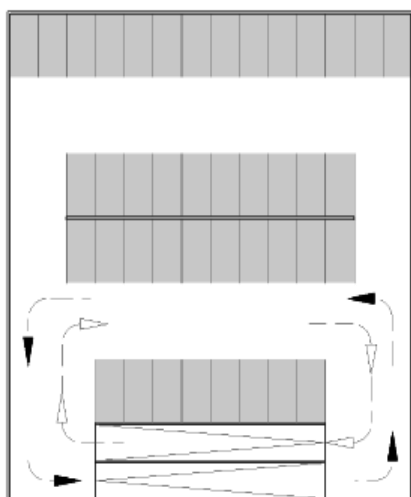


**Κάτοψη 1:** Παρουσιάζονται ελικοειδείς ράμπες με διαχωρισμένη κυκλοφορία ανόδου και καθόδου. Προσφέρεται μ' αυτή τη διάταξη ταχύτατη έξοδος από το χώρο στάθμευσης και άνεση στη χρήση, αλλά είναι απαγορευτική σε περιπτώσεις όπου υπάρχει έλλειψη χώρου. Η κίνηση διεξάγεται σε διαδρόμους μονής κυκλοφορίας.





**Κάτοψη 2:** Πρόκειται για διάταξη με ευθύγραμμες ράμπες στα άκρα του κτηρίου, με διαχωρισμένη κυκλοφορία ανόδου και καθόδου, όπου η κίνηση των οχημάτων πραγματοποιείται προς μία κατεύθυνση. Με το σχεδιασμό αυτό εξασφαλίζουμε μεγαλύτερη οικονομία χώρου, όμως πρέπει να τηρηθούν οι ελάχιστες αποστάσεις ώστε να παρέχεται το επιθυμητό επίπεδο άνεσης κατά τη στροφή των οχημάτων στην είσοδο και την έξοδο από τις ράμπες.



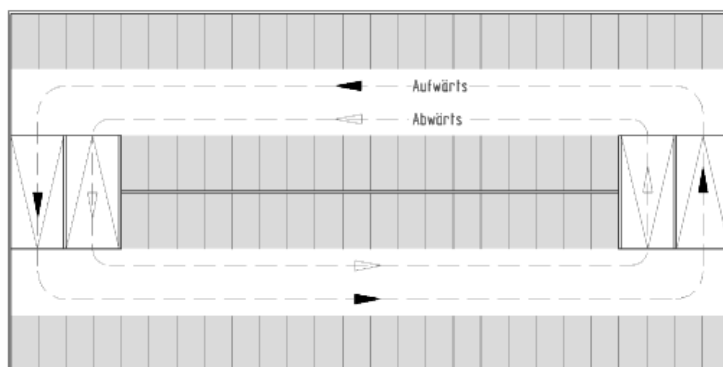
**Κάτοψη 3:** Πρόκειται για διάταξη με ευθύγραμμες ράμπες συγκεντρωμένες στο ένα άκρο του κτηρίου. Κατ' αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η ταχεία έξοδος από το χώρο στάθμευσης. Τα κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας είναι διπλής κυκλοφορίας όπως και οι διάδρομοι κυκλοφορίας σε κάθε επίπεδο. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται μεγαλύτερη επιφάνεια στις περιοχές στροφής των οχημάτων λόγω της διπλής κυκλοφορίας (συγκριτικά με την κάτοψη 2).

### 1.3.1.2 «Split level» (ή σύστημα Humy)

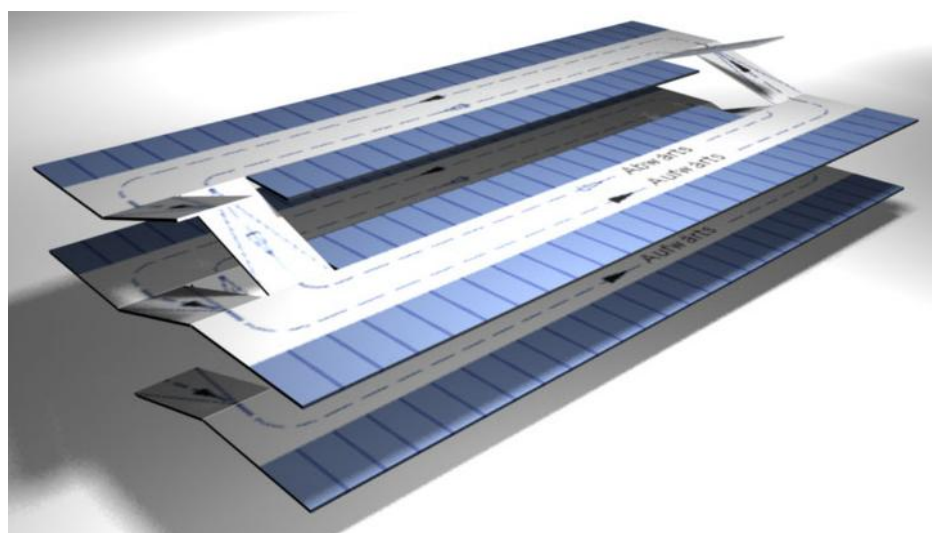
Σε αυτή την περίπτωση, η κατασκευή αποτελείται από ημιώροφους παρακείμενα τοποθετημένους. Η κυκλοφορία μεταξύ των ημιωρόφων γίνεται με ράμπες που πρέπει να καλύψουν το ύψος μισού ορόφου με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η μείωση του μήκους των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας, διατηρώντας ταυτόχρονα λογικές κλίσεις. Το μήκος της ράμπας μεταξύ των ημιεπιπέδων ανέρχεται στο διπλάσιο του βάθους της θέσης στάθμευσης ενώ για τα πλάτη και τις κλίσεις δεν υπάρχουν ιδιαίτερες διατάξεις. Ο τύπος αυτός οδηγεί σε

οικονομικότερες λύσεις για μικρού μεγέθους χώρους στάθμευσης (όχι περισσότερες από 400 θέσεις στάθμευσης) και με μικρό κυκλοφοριακό φόρτο.

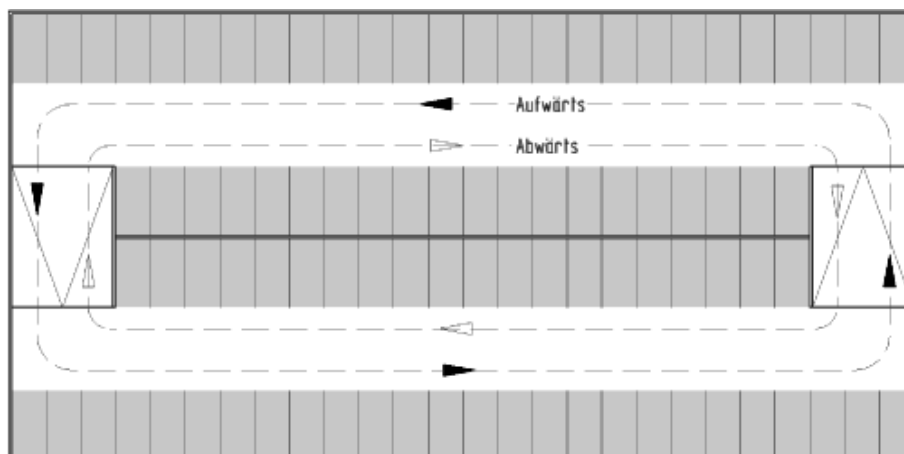
Ακολουθούν χαρακτηριστικές κατόψεις και τρισδιάστατες απεικονίσεις αυτού του τύπου κατασκευής:



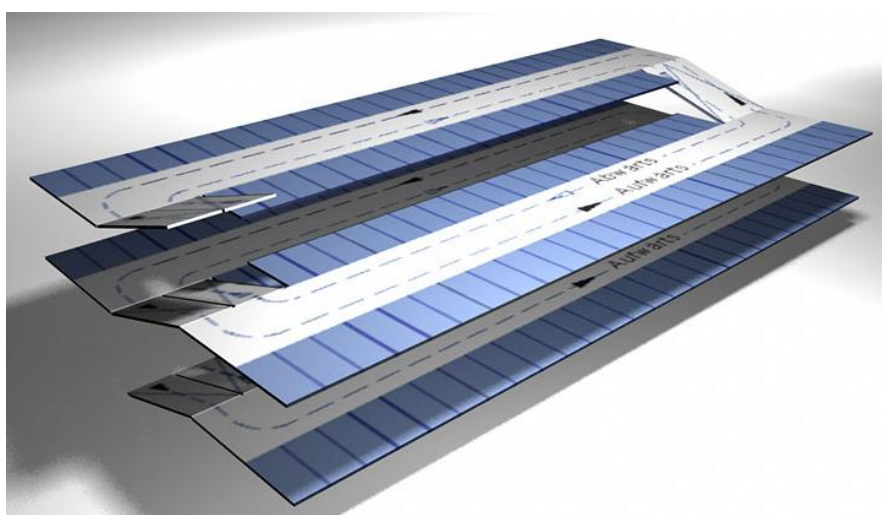
**Κάτοψη 4:** Οι ράμπες (scissor ramps) βρίσκονται στα άκρα του κτηρίου και είναι μονής κυκλοφορίας. Η διάταξη αυτή οδηγεί σε μονή κυκλοφορία στα επίπεδα των ημιωρόφων παρ' ότι και τα εισερχόμενα και τα εξερχόμενα οχήματα οδηγούνται προς την ίδια λωρίδα οδήγησης. Πρέπει να παρατηρηθεί ότι για την έξοδο από το χώρο στάθμευσης απαιτείται αρκετός χρόνος καθώς ο οδηγός οφείλει να διασχίσει όλο το κτήριο. Είναι η συνηθέστερη διάταξη.



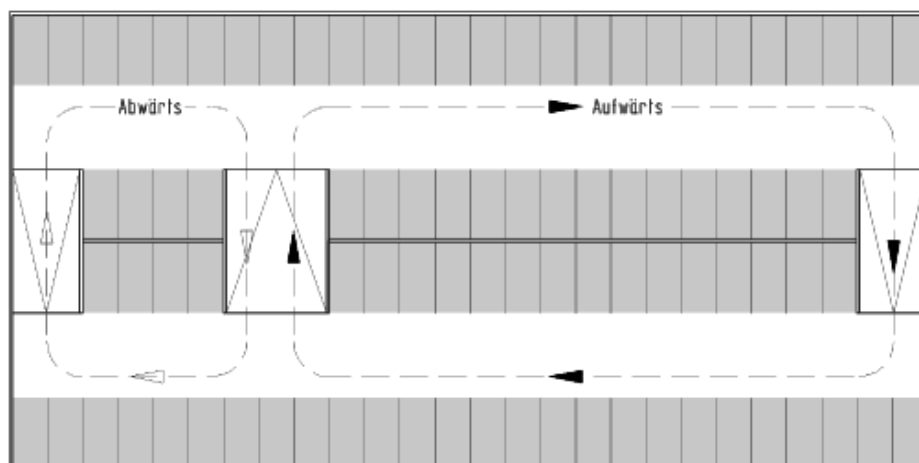
**Εικόνα 1:** Αντιστοιχεί στην κάτοψη 4



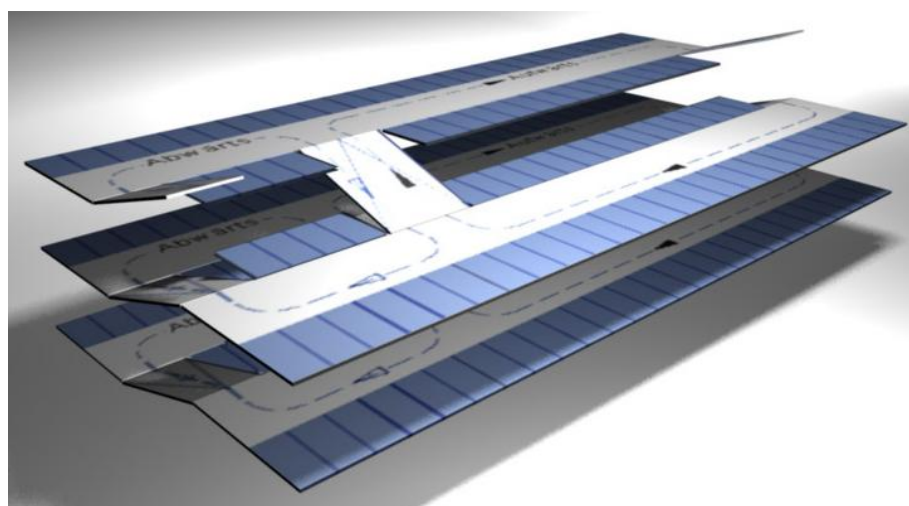
**Κάτοψη 5:** Η κυκλοφορία τόσο στα επίπεδα των ημιωρόφων όσο και στα κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας είναι διπλής κατεύθυνσης. Οι ράμπες είναι συγκεντρωμένες στα άκρα του κτηρίου και για την έξοδο από το χώρο στάθμευσης ο οδηγός πρέπει να διασχίσει όλο το κτήριο. Αυτή η διάταξη προτιμάται σε πολυώροφους χώρους στάθμευσης με κυκλοφοριακό φόρτο που παρουσιάζει συγκεκριμένες ώρες αιχμής (όπως σε χώρους στάθμευσης γραφείων).



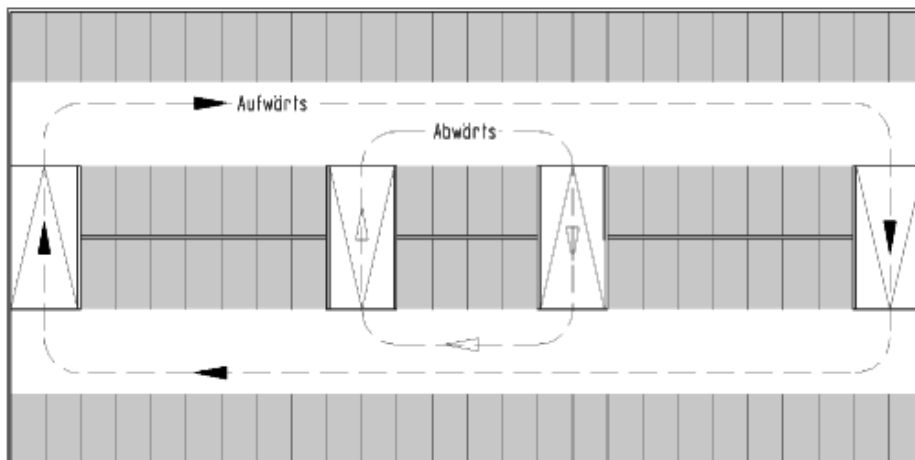
**Εικόνα 2:** Αντιστοιχεί στην κάτοψη 5



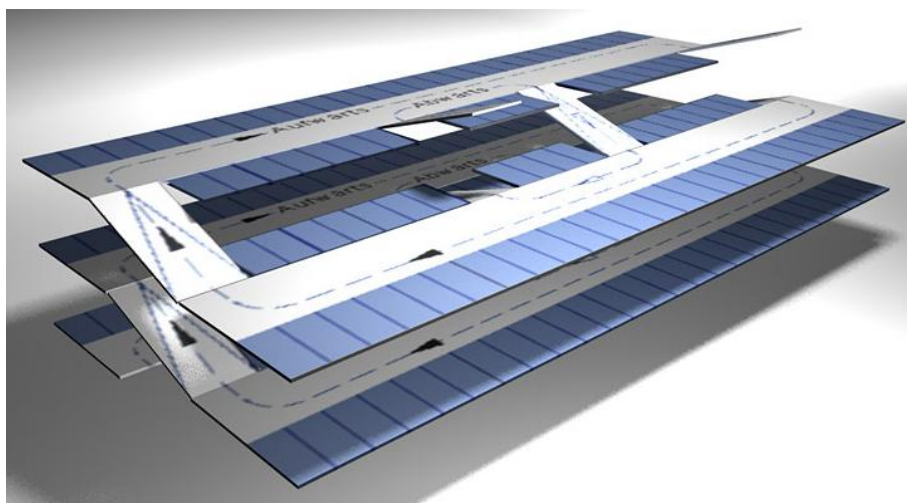
**Κάτοψη 6:** Οι ράμπες στα άκρα του κτηρίου καθώς και οι διάδρομοι στους ημιωρόφους είναι μονής κυκλοφορίας. Οι ράμπες στο εσωτερικό του κτηρίου είναι διπλής κυκλοφορίας. Σε αυτό το σχεδιασμό έχει μειωθεί ο χρόνος εξόδου, αφού ο οδηγός οφείλει να διασχίσει μέρος μόνο του κτηρίου. Ο σχεδιασμός είναι ξεκάθαρος και απλός.



**Εικόνα 3:** Αντιστοιχεί στην κάτοψη 6



**Κάτοψη 7:** Όλες οι ράμπες και οι διάδρομοι κυκλοφορίας στους ημιωρόφους είναι μονής διεύθυνσης. Η έξοδος από το χώρο στάθμευσης γίνεται ταχύτερα καθώς ο οδηγός οφείλει να διασχίσει μικρό τμήμα του κτηρίου. Αντιθέτως κατά την άνοδο ο οδηγός διέρχεται μπροστά απ' όλες τις θέσεις κάθε ημιωρόφου, γεγονός που διευκολύνει την εύρεση θέσης στάθμευσης. Αυτή η διάταξη μπορεί να προκαλέσει κυκλοφοριακή συμφόρηση στις ώρες αιχμής καθώς δεν διαχωρίζεται η εισερχόμενη από την εξερχόμενη κυκλοφοριακή ροή.



**Εικόνα 4:** Αντιστοιχεί στην κάτοψη 7

Όταν οι όροφοι έχουν διαταχθεί κάθετα χωρίς αλληλοεπικάλυψη, το κτήριο απαιτείται να έχει ένα ελάχιστο πλάτος 31m. Για κάθε τύπο ράμπας ο πίνακας 1 δείχνει τον απαιτούμενο χώρο καθώς και τις συνολικές αποστάσεις που διανύει το όχημα κατά τις διαδρομές εισόδου και εξόδου. Οι τιμές αντιστοιχούν σε ένα τυπικό τετραώροφο κτήριο σχεδιασμένο βάσει του συστήματος αυτού.

**Πίνακας 1.** Σύγκριση αποστάσεων εισόδου και εξόδου σε κατασκευές τύπου split level

Κάτοψη	Διαστάσεις (m)	Επιφάνεια ορόφου (m <sup>2</sup> )	Αριθμός θέσεων στάθμευσης ανά όροφο	Επιφάνεια ανά θέση στάθμευσης (m <sup>2</sup> )	Αποστάσεις	
					Εισόδου (m)	Εξόδου (m)
7	72,50×31,00	2248	100	22,48	654	521
8	70,00×31,00	2248	102	22,03	514	271
9	72,50×31,00	2170	100	21,70	673	599
10	72,50×31,00	2248	100	22,48	654	271

Ενδεικτικά παρατίθενται στον πίνακα 2 τα ίδια δεδομένα για την διάταξη της κάτοψης 1, του τύπου κατασκευής με αλληλοεπικαλυπτόμενα επίπεδα «full level». Παρατηρείται η μεγαλύτερη απαίτηση σε συνολική επιφάνεια αλλά και οι πολύ μικρότερες αποστάσεις εισόδου και εξόδου.

**Πίνακας 2.** Αποστάσεις εισόδου και εξόδου για την κάτοψη 1

Κάτοψη	Διαστάσεις (m)	Επιφάνεια ορόφου (m <sup>2</sup> )	Αριθμός θέσεων στάθμευσης ανά όροφο	Επιφάνεια ανά θέση στάθμευσης (m <sup>2</sup> )	Αποστάσεις	
					Εισόδου (m)	Εξόδου (m)
1	110,00×31,00	2889	100	28,89	316	251

Γενικά και για τους δύο τύπους κατασκευής, στην περίπτωση που υπάρχουν αναπόφευκτα αδιέξοδα, το μήκος τους θα πρέπει να περιορίζεται στα 15m .

### 1.3.2 Κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας (ράμπες)

#### 1.3.2.1 Κατηγορίες

Τα κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας είναι τοποθετημένα είτε στο εσωτερικό είτε στο εξωτερικό του κτηρίου και μπορεί να είναι είτε καμπύλα είτε ευθύγραμμα. Οι ελικοειδείς ράμπες επιτρέπουν, μέσω της ομοιόμορφης κυκλοφοριακής ροής πάνω σε μία κυκλική τροχιά, υψηλότερη αποδοτικότητα. Μέσω του φαινομένου της στροφής δημιουργείται ένα φρενάρισμα που έχει σαν συνέπεια την επιβράδυνση της κυκλοφοριακής ροής. Αυτή η μείωση της ταχύτητας είναι επιθυμητή και για την ασφάλεια των πεζών που κυκλοφορούν στο χώρο. Οι ελικοειδείς ράμπες καταλαμβάνουν όμως μεγάλες επιφάνειες, ενώ πρέπει να ληφθεί υπόψη και η αυξημένη συνθετότητα της κατασκευής τους. Οι ευθύγραμμες ράμπες μπορούν, όταν ικανοποιούν κάποιους περιορισμούς ως προς την κλίση τους, παράλληλα με τη χρήση τους ως επίπεδα επικοινωνίας μεταξύ των ορόφων, να αποτελέσουν και κεκλιμένα επίπεδα στάθμευσης. Ευθύγραμμες ράμπες των οποίων το τέρμα ακολουθεί μια οξεία και απότομη στροφή είναι χαμηλής αποδοτικότητας.

#### 1.3.2.2 Ελάχιστα πλάτη

Οι ράμπες διακρίνονται σε μονής και διπλής κυκλοφορίας. Το πλάτος ράμπας μονής κυκλοφορίας, πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 3m. Σε περίπτωση που το κριτήριο σχεδιασμού δεν είναι η οικονομία χώρου αλλά η άνεση του χρήστη, το πλάτος αυτό πρέπει να είναι κατ' ελάχιστο ίσο με το διπλάσιο του πλάτους μιας θέσης στάθμευσης. Για ράμπα διπλής κυκλοφορίας το πλάτος πρέπει να είναι ίσο με το τριπλάσιο του πλάτους μιας θέσης στάθμευσης. Σε αυτή την περίπτωση, προβλέπεται και στις δύο άκρες να δημιουργούνται διαχωριστικές νησίδες, εκ των οποίων η μία χρησιμοποιείται σαν πεζόδρομος όταν το πλάτος της είναι επαρκές (μεγαλύτερο του 0,50m). Όταν τα κεκλιμένα επίπεδα είναι ευθύγραμμα, σε μικρού και μεσαίου μεγέθους χώρους στάθμευσης, και οδηγούν σε βοηθητικούς χώρους (πλυντήρια, λιπαντήρια κ.τ.λ.) μπορεί να έχουν πλάτος 3,00m συμπεριλαμβανομένου και του πεζοδρομίου. Σε ελικοειδείς ράμπες το ελάχιστο πλάτος επιφάνειας στροφής της ράμπας καθορίζεται σύμφωνα με Π.Δ. 455/76 με βάση την εσωτερική ακτίνα στροφής όπως παρακάτω:

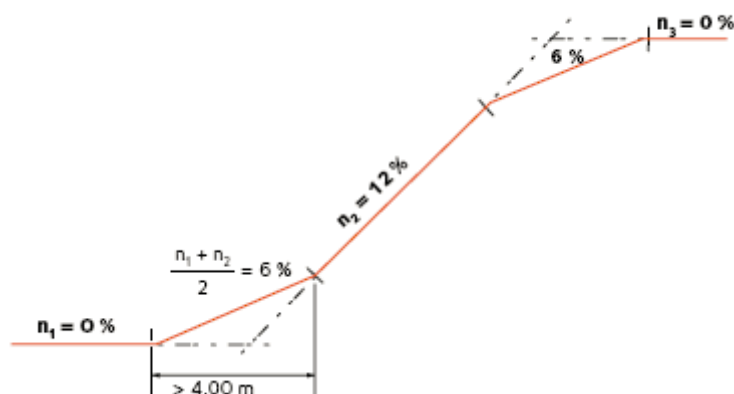
**Πίνακας 3.** Ελάχιστα πλάτη καταστρωμάτων για ελικοειδείς ράμπες βάσει της εσωτερικής ακτίνας στροφής

<b>Εσωτερική ακτίνα στροφής (m)</b>	<b>Ελάχιστο πλάτος καταστρώματος (m)</b>
4,15 (ελάχιστη)	3,70
5,00	3,60
6,00	3,50
7,00	3,45
8,00	3,40
9,00	3,35
10,00	3,30

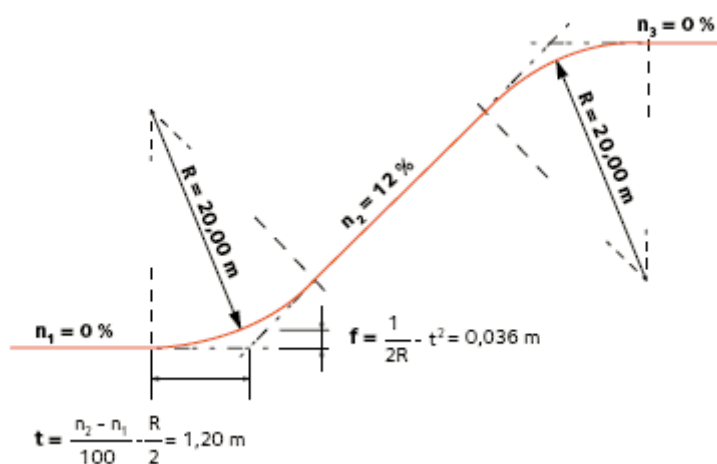
### **1.3.2.3 Κλίση**

Η κλίση των επιπέδων κυκλοφορίας πρέπει να είναι μικρότερη του 15%, ιδεωδώς μικρότερη του 12%. Σύμφωνα με την ελληνική νομοθεσία γκαράζ (Π.Δ.455/76) η μέγιστη επιτρεπόμενη κλίση των επιπέδων που χρησιμοποιούνται αποκλειστικά για την επικοινωνία μεταξύ των ορόφων δεν πρέπει να υπερβαίνει το 17%. Ωστόσο, ενώ για κλίση μέχρι 12% η μετάβαση από τον ένα όροφο στον άλλο μπορεί να γίνει χωρίς στρογγύλευση ή ενδιάμεσες κλίσεις, για μεγαλύτερες κλίσεις απαιτούνται συναρμογές στην αρχή και το τέλος κάθε ράμπας. Το μήκος του τμήματος συναρμογής ορίζεται στα 5m, με κλίση την ημιδιαφορά κλίσης μεταξύ της ράμπας και του επιπέδου στάθμευσης. Ειδικότερα, σε χώρους στάθμευσης τύπου split level με κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας μικρού μήκους, η συναρμογή των κλίσεων μπορεί να γίνει με την κατασκευή κατακόρυφου καμπύλου τμήματος ακτίνας R=20,0m.





Σχήμα 1: Συναρμογή με ενδιάμεσες κλίσεις



Σχήμα 2: Κατακόρυφο καμπύλο τμήμα συναρμογής

Επιπλέον, για τις ελικοειδείς ράμπες η κλίση στην εγκάρσια διεύθυνση, θα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 3% και 5%.

Η κλίση των εξωτερικών επιπέδων κυκλοφορίας πρέπει να είναι ακόμα μικρότερη εκτός και αν έχουν ληφθεί μέτρα κατά του παγετού για την χειμερινή περίοδο. Μια μικρή κλίση καταλήγει φυσικά σε μεγαλύτερου μήκους ράμπες και μεγαλύτερη απαιτούμενη επιφάνεια. Από την άλλη, φαρδύτερες ράμπες με ήπιες κλίσεις παρέχουν μεγαλύτερη άνεση στον χρήστη, το οποίο αποτελεί σημαντικό παράγοντα στη φάση σχεδιασμού.

Στην περίπτωση που η ράμπα χρησιμοποιείται και ως χώρος στάθμευσης, η κατά μήκος κλίση του κεκλιμένου επιπέδου οφείλει να μην υπερβαίνει το 6% , 5,5% και 5% για στάθμευση υπό γωνία 90° έως 80°, 80° έως 70° και μικρότερη από 70° αντιστοίχως, έτσι ώστε ο χώρος στάθμευσης να είναι προσβάσιμος και σε άτομα με ειδικές ανάγκες. Μικρότερες κατά μήκος κλίσεις έχουν πλεονεκτήματα στη χρήση, ιδίως όταν εισέρχονται στο χώρο στάθμευσης καροτσάκια για ψώνια ή άλλα τροχήλατα οχήματα.

### 1.3.3 Μονή ή διπλή κυκλοφοριακή ροή

Οι διάδρομοι κυκλοφορίας όπως και τα κεκλιμένα επίπεδα επικοινωνίας μπορεί να είναι είτε μονής είτε διπλής κυκλοφορίας ανάλογα με το μέγεθος του χώρου στάθμευσης, τη διαθέσιμη επιφάνεια, τον κυκλοφοριακό φόρτο και τον σχεδιασμό της κυκλοφοριακής ροής σε κάθε όροφο. Κάθε περίπτωση παρουσιάζει διαφορετικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.

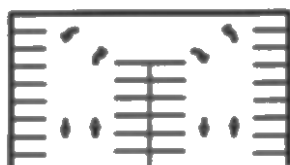
Στην περίπτωση διαδρόμων μονής κυκλοφορίας, υπάρχει απλούστερη ροή των οχημάτων γεγονός που καθιστά το χώρο πολύ εύχρηστο για τον οδηγό. Επίσης με αυτό τον τρόπο περιορίζεται η πιθανότητα μετωπικής σύγκρουσης οχημάτων καθώς και σύγκρουσης κατά την διάρκεια εξόδου από τη θέση στάθμευσης, αφού πρέπει ο οδηγός να ελέγξει μόνο μία διεύθυνση. Ακόμα η μονή κυκλοφορία προσφέρει τη δυνατότητα στάθμευσης υπό γωνία, για μεγαλύτερη άνεση του χρήστη, ενώ επιτρέπει και τη τροποποίηση της γωνίας στάθμευσης στη διάρκεια ζωής του έργου ώστε να είναι δυνατό να ακολουθούνται οι μεταβολές στα μεγέθη των οχημάτων. Τέλος, συνήθως διατάξεις μονής κυκλοφορίας προσφέρουν ταχύτερη έξοδο από το κτήριο. Απολύτως αναγκαία είναι η ευκρίνεια και η πληρότητα της σήμανσης, ώστε να αποφευχθεί λανθασμένη επιλογή κατεύθυνσης κυκλοφορίας από τους οδηγούς.

Στην περίπτωση διαδρόμων διπλής κυκλοφορίας, τα κυριότερα πλεονεκτήματα εκπηγάζουν από την ύπαρξη φαρδύτερων διαδρόμων. Αυτοί έχουν σαν αποτέλεσμα τον καλύτερο οπτικό έλεγχο κατά την αναζήτηση θέσης στάθμευσης και τη δυνατότητα προσπέρασης άλλου οχήματος το οποίο περιμένει να σταθμεύσει. Οι φαρδύτεροι διάδρομοι είναι επίσης ασφαλέστεροι και για τους πεζούς. Ένα ακόμα πλεονέκτημα είναι ότι η διπλή κυκλοφορία αφήνει στον οδηγό το περιθώριο να επιλέξει ο ίδιος τον τρόπο με τον οποίο θα κινηθεί στο κάθε επίπεδο, χωρίς να περιορίζεται από κάποιο καθορισμένο σχεδιασμό. Δεν υπάρχει η πιθανότητα ο οδηγός να βρεθεί να κινείται αντίθετα στο ρεύμα κυκλοφορίας. Οι ράμπες με αντίθετη κυκλοφορία καταλαμβάνουν μειωμένο χώρο οδηγώντας έτσι σε οικονομικότερες

κατασκευές, γι' αυτό και θεωρούνται κατάλληλες για χώρους στάθμευσης με περιορισμένο κυκλοφοριακό φόρτο. Παρ' όλα αυτά πολλές φορές το πλεονέκτημα αυτό αναιρείται καθώς οι διάδρομοι διπλής κυκλοφορίας καταλαμβάνουν μεγάλες επιφάνειες στις περιοχές στροφής. Ακόμα, η συγκεκριμένη διάταξη δεν παρέχει τη δυνατότητα στάθμευσης υπό γωνία, αλλά μόνο κάθετα.



**Σχήμα 3:** Κυκλοφοριακή ροή μονής διεύθυνσης με υπό γωνία στάθμευση



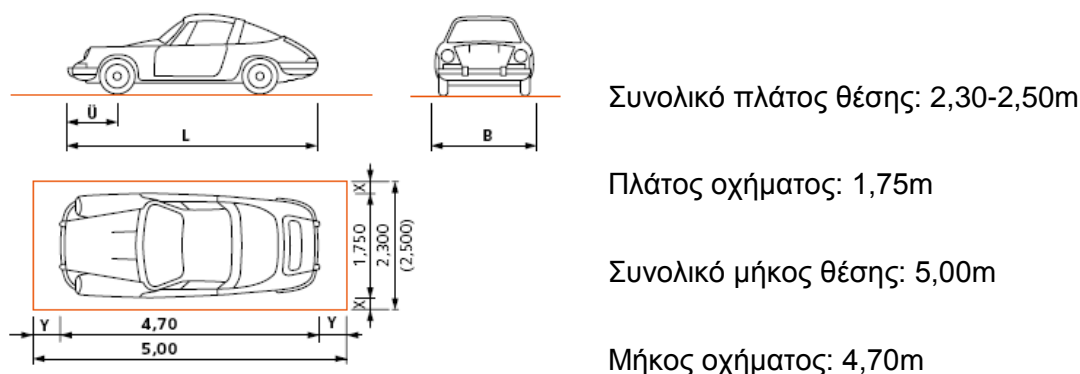
**Σχήμα 4:** Κυκλοφοριακή ροή διπλή διεύθυνσης με κάθετη στάθμευση



**Σχήμα 5:** Κυκλοφοριακή ροή διπλής διεύθυνσης με υπό γωνία στάθμευση (μη αποδεκτή)

### 1.3.4 Θέσεις στάθμευσης

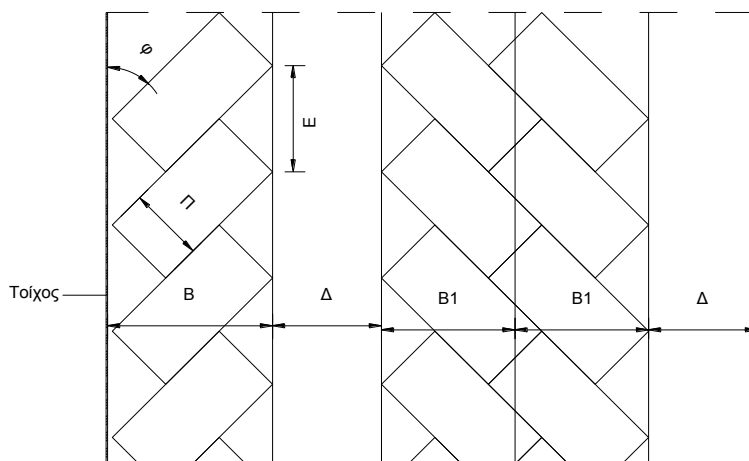
Παρ' όλο που τα αυτοκίνητα παράγονται σε διάφορα σχήματα και μεγέθη είναι δυνατό να καταλήξουμε σ' ένα στατιστικό προσδιορισμό της επιφάνειας που καταλαμβάνει ένα τυπικό αυτοκίνητο. Όλες οι βασικές διαστάσεις της επιφάνειας στάθμευσης, των λωρίδων και των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας βασίζονται στις διαστάσεις του οχήματος που ακολουθεί παρακάτω:



Εικόνα 5: Διαστάσεις τυπικού οχήματος

Οι θέσεις στάθμευσης μπορεί να τοποθετηθούν υπό διάφορες γωνίες ως προς τις λωρίδες κυκλοφορίας. Η διάταξη των θέσεων παράλληλα προς το οδόστρωμα δε χρησιμοποιείται ευρέως, διότι η είσοδος στις συνήθως πλευρικά περιορισμένες από δομικά στοιχεία θέσεις στάθμευσης είναι χρονοβόρα. Επίσης σε αυτές τις περιπτώσεις είναι δυσχερέστερη η επιβίβαση και η αποβίβαση από το όχημα.

Το απαιτούμενο πλάτος των διαδρόμων κυκλοφορίας είναι αλληλένδετο με το πλάτος των θέσεων στάθμευσης και τη γωνία τοποθέτησης τους. Για τις διάφορες περιπτώσεις, τα απαιτούμενα πλάτη των διαδρόμων κυκλοφορίας καθώς και οι υπόλοιπες διαστάσεις των θέσεων στάθμευσης, όπως ορίζονται από την ελληνική νομοθεσία γκαράζ (Π.Δ. 455/76) δίνονται στον παρακάτω πίνακα:



Σχήμα 6: Επεξήγηση συμβολισμών πίνακα 4

Πίνακας 4. Διαστάσεις θέσεων στάθμευσης και διαδρόμων ανάλογα με τη γωνία στάθμευσης

$\varphi^\circ$	B (m)	B1 (m)	Π (m)	Δ (m)	E (m)	Παρατηρήσεις
0°	2,50	-	2,50	3,50	6,00	επαφή με τοίχο
	-	2,15	2,15	3,50	6,00	μεταξύ διαδρόμων
45°	4,85	4,10	2,50	2,75	3,54	
60°	5,25	4,70	2,50	3,50	2,89	
90°	4,75	4,75	2,50	5,50	2,50	

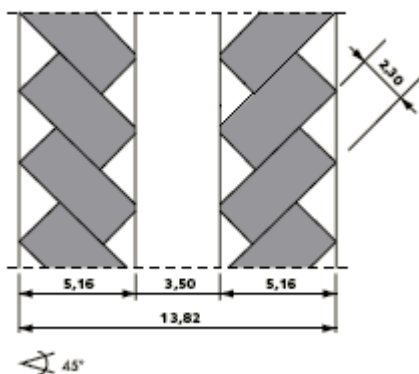
Το πλάτος θέσης στάθμευσης (Π) μπορεί να μειωθεί στα 2,40m στις περιπτώσεις όπου η θέση σε καμία πλευρά της δε βρίσκεται σε επαφή με δομικά στοιχεία.

Το πλάτος θέσης στάθμευσης (Π) είναι δυνατό να μειωθεί τοπικά στα 2,30m μόνο στην περίπτωση που η θέση εφάπτεται με υποστύλωμα.

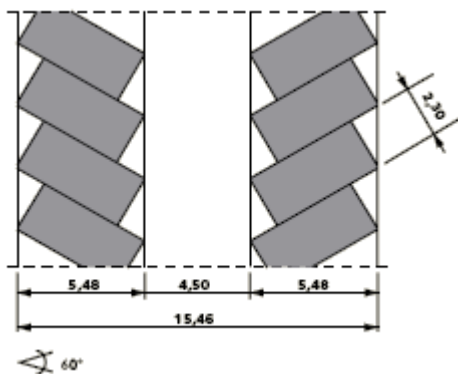
Σαν ελάχιστη απόσταση υποστυλώματος ή άλλου δομικού στοιχείου από το πλησιέστερο σημείο του διαδρόμου πρόσβασης ορίζονται τα 0,75m.

Σε σταθμούς μεγάλου μεγέθους θα πρέπει να προβλέπονται θέσεις στάθμευσης για άτομα με ειδικές ανάγκες σε ποσοστό 2% επί της συνολικής χωρητικότητας και κατ' ελάχιστον 2 θέσεις. Το πλάτος των θέσεων αυτών ορίζεται στα 3,20m.

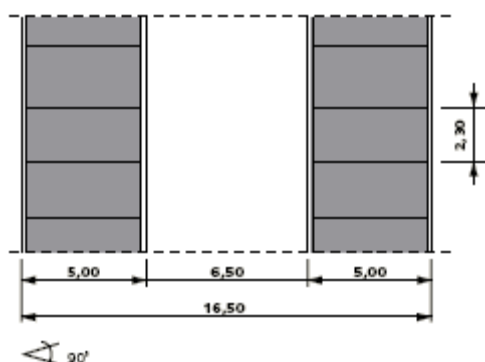
Εκτός του ελληνικού χώρου, όπου δεν ισχύουν οι ως άνω δεσμεύσεις, παρατηρούνται τροποποιήσεις του πλάτους θέσης στάθμευσης από 2,50m σε 2,30m με αποτέλεσμα να αλλάζουν και οι διαστάσεις των λωρίδων κυκλοφορίας και το μήκος των θέσεων στάθμευσης.



**Σχήμα 7:** Για γωνία  $45^\circ$  των θέσεων στάθμευσης ως προς τις λωρίδες κυκλοφορίας και για πλάτος θέσης 2,30m εμφανίζεται μείωση του διαδρόμου κυκλοφορίας σε 3,50m και η προβολή του μήκους μειώνεται σε 5,16m.



**Σχήμα 8:** Για γωνία  $60^\circ$  των θέσεων στάθμευσης ως προς τις λωρίδες κυκλοφορίας και για πλάτος θέσης 2,30m εμφανίζεται μείωση του διαδρόμου κυκλοφορίας σε 4,50m και η προβολή του μήκους μειώνεται σε 5,48m.



**Σχήμα 9:** Για γωνία  $90^\circ$  των θέσεων στάθμευσης ως προς τις λωρίδες κυκλοφορίας και για πλάτος θέσης 2,30m εμφανίζεται μείωση του διαδρόμου κυκλοφορίας σε 6,50m και η προβολή του μήκους μειώνεται σε 5,00m.

Συνοπτικά η σύγκριση των ανωτέρω περιπτώσεων παρατίθεται στον πίνακα 5 καθώς και μία περίπτωση κάθετης στάθμευσης με πλάτος θέσης 2,50m.

**Πίνακας 5:** Σύγκριση διαστάσεων για διάφορες γωνίες των θέσεων στάθμευσης

Γωνία θέσεων (°)	Προβολή πλάτους θέσης (m)	Πλάτος κτηρίου (m)	Απαιτούμενη επιφάνεια ανά θέση στάθμευσης (m <sup>2</sup> )
45°	3,25	13,82	22,48
60°	2,65	15,46	20,53
90°	2,50	15,50	19,38
90°	2,30	16,50	18,98

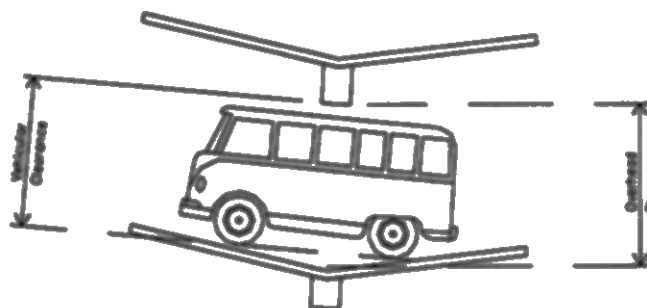
Όπως φαίνεται από τα παραπάνω, όσο μειώνεται η γωνία τοποθέτησης των θέσεων στάθμευσης, μειώνεται η απαίτηση του πλάτους του διαδρόμου και κατά συνέπεια μειώνεται και το συνολικό πλάτος του κτηρίου. Στην υπό γωνία στάθμευση παρέχεται μεγαλύτερη άνεση στο χρήστη αλλά εάν υπάρχει επαρκές πλάτος επιφάνειας, προτιμάται να τοποθετούνται οι θέσεις στάθμευσης κάθετα στις λωρίδες κυκλοφορίας. Με τον τρόπο αυτό, ελαχιστοποιείται ο ανεκμετάλλετος χώρος σε όλη την επιφάνεια του χώρου στάθμευσης.

Υποχρεωτική είναι η κάθετη τοποθέτηση των θέσεων στάθμευσης στις αδιέξοδες περιοχές.

### 1.3.5 Ελεύθερο ύψος ορόφου

Σύμφωνα με την ελληνική νομοθεσία γκαράζ (Π.Δ.455/76) το ύψος των χώρων στάθμευσης μετρούμενο μεταξύ δαπέδου και οροφής πρέπει να είναι τουλάχιστον 2,20m, το δε ύψος μεταξύ δαπέδου και δοκών τουλάχιστον 1,90m.

Μία πιο συντηρητική εκδοχή θέτει το ελάχιστο ελεύθερο ύψος μεταξύ δαπέδου και δοκών στα 2,10m. Μεγάλη προσοχή πρέπει να δίνεται στις περιοχές αρχής και τέλους των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας ώστε να εξασφαλίζεται το επαρκές ύψος για την απρόσκοπτη διέλευση των οχημάτων.



**Εικόνα 6:** Ελάχιστο ελεύθερο ύψος

### 1.3.6 Λωρίδες εισόδου και εξόδου

Ο αριθμός των λωρίδων εισόδου και εξόδου καθορίζεται με βάση των αριθμό των θέσεων στάθμευσης, τη μέση απόδοση των εγκαταστάσεων έκδοσης δελτίων, τον αναμενόμενο φόρτο κατά την ώρα αιχμής και το μέγεθος του χώρου αναμονής.

Το πλάτος των λωρίδων εισόδου και εξόδου εξαρτάται από το μέγεθος του χώρου στάθμευσης. Οι χώροι στάθμευσης μεγάλου μεγέθους οφείλουν να έχουν διαχωρισμένη τη λωρίδα εισόδου από τη λωρίδα εξόδου και η κάθε μία από αυτές να έχουν πλάτος 3,00m. Όταν οι λωρίδες εισόδου και εξόδου βρίσκονται παραπλευρώς, το συνολικό τους πλάτος πρέπει να είναι τουλάχιστον 7,00m. Όταν το συνολικό πλάτος των λωρίδων εισόδου και εξόδου ξεπερνά τα 8,00m, επιβάλλεται η χρήση διαχωριστικής λωρίδας για την ασφαλή διέλευση των πεζών. Για χώρους στάθμευσης μικρού και μεσαίου μεγέθους μπορεί να υπάρχει κοινή λωρίδα εισόδου και εξόδου, πλάτους 3,00m και 4,50m αντιστοίχως.

Ανάλογα με τη χωρητικότητα, το σχήμα και την κάτοψη του χώρου στάθμευσης και την περιοχή, πρέπει η θέση των εισόδων αυτού να είναι τέτοια ώστε να επιτυγχάνεται η καλύτερη δυνατή εξυπηρέτηση κατά την είσοδο και την έξοδο των οχημάτων σε συνδυασμό με την κυκλοφορία των γύρω δρόμων.

## 1.4 Δομικά Στοιχεία

### 1.4.1 Γενικά

Ο μεταλλικός φορέας αποτελείται από κατακόρυφα υποστυλώματα και οριζόντιες δοκούς, τα οποία συνήθως συνδέονται μέσω κοχλιών. Οι οριζόντιες



δυνάμεις λόγω ανέμου και κρούσης οχημάτων μεταφέρονται μέσω της πλάκας του ορόφου στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ή στα τυχόντα τοιχώματα. Δηλαδή οι πλάκες των ορόφων προσφέρουν την οριζόντια δυσκαμψία μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας, ενώ η κατακόρυφη δυσκαμψία εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλων συνδέσμων ή των πυρήνων των κλιμακοστασίων. Φορείς που εξασφαλίζουν τη δυσκαμψία μόνο μέσω άκαμπτων κόμβων (πακτώσεων) οδηγούν σε μεγάλες παραμορφώσεις και αύξηση των διατομών. Γι' αυτό και η χρήση τους είναι περιορισμένη σε μονώροφα κτήρια στάθμευσης.

#### 1.4.2 Υποστυλώματα

Στους πολυώροφους χώρους στάθμευσης οι εξωτερικές κολώνες είναι τοποθετημένες σε διαστήματα ίσα με το πλάτος μιας ή περισσότερων θέσεων στάθμευσης (μονάδες των 2,30 έως 2,50m). Όπου η απόσταση μεταξύ δύο υποστυλωμάτων υπερβαίνει τα 5,00m δευτερεύουσες δοκοί προβλέπονται ανάμεσά τους. Ίδανικά, η απόσταση των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να αποφεύγονται δευτερεύουσες δοκοί, βελτιστοποιώντας έτσι το βάρος της μεταλλικής κατασκευής. Μία οπτική οριοθέτηση της θέσης στάθμευσης δημιουργείται όταν η απόσταση των υποστυλωμάτων συμπίπτει με το οριακό πλάτος της. Εν γένει η απόσταση τους καθορίζεται από το εντατήριο πλάτος της οροφής και προκύπτει ως το πλάτος μιας ή δύο θέσεων στάθμευσης. Ωστόσο πρέπει στη φάση σχεδιασμού να ελαχιστοποιείται κατά το δυνατό τόσο ο αριθμός όσο και το μέγεθος των διατομών των υποστυλωμάτων, ώστε να περιορίζεται η έκθεση τους σε μηχανικές καταπονήσεις. Για τον ίδιο λόγο, σε κατασκευές τύπου «split level» επιδιώκεται τα εσωτερικά υποστυλώματα να τοποθετούνται στα άκρα των κεκλιμένων επιπέδων μετάβασης από τον ένα ημιώροφο στον άλλο, έτσι ώστε να μην είναι προσεγγίσιμα από τα διερχόμενα οχήματα. Ακόμη, τα εσωτερικά υποστυλώματα στις κατασκευές τύπου «split level» καθώς και τα εξωτερικά σε πολυώροφες κατασκευές με αλληλοεπικάλυψη, μπορούν να τοποθετούνται και εκτός των οροφοεπιπέδων για τον ίδιο σκοπό (εικόνα 7). Στους πολυώροφους χώρους στάθμευσης, οι εσωτερικοί ορθοστάτες τοποθετούνται στη γωνία επαφής τεσσάρων θέσεων στάθμευσης, ώστε η επιφάνεια η οποία καταλαμβάνουν να ισομοιράζεται στις όμορες θέσεις στάθμευσης και να μην επηρεάζεται αισθητά η άνεση του χρήστη.



**Εικόνα 7:** Εξωτερική τοποθέτηση ορθοστατών

Σε υπόγειους χώρους στάθμευσης, οι θέσεις των υποστυλωμάτων εξαρτώνται από τον κάρνα του πλαισίου της ανωδομής. Σε αυτή την περίπτωση, είναι σημαντικό να περιορίσουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων στο αυστηρώς ελάχιστο, χρησιμοποιώντας διατομές θερμής έλασης ή σύμμικτα υποστυλώματα τα οποία είναι ιδανικά γι' αυτό τον τύπο κατασκευής.

Για τις διατομές των υποστυλωμάτων συνιστάται να επιλέγεται χάλυβας κατηγορίας S355 προκειμένου να ελαχιστοποιηθεί τόσο το βάρος της κατασκευής όσο και το μέγεθος των διατομών. Σε μεγάλης κλίμακας κατασκευές μπορεί να είναι προτιμότερο να επιλέγεται χάλυβας υψηλής αντοχής S460 που χαρακτηρίζεται από 30% υψηλότερο όριο διαρροής από το χάλυβα S355.

#### 1.4.3 Πλάκες & Δοκοί

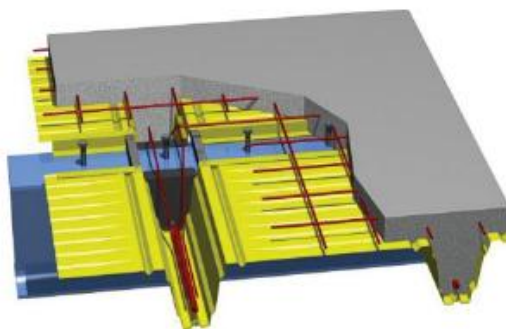
Η επιλογή των δοκών οροφής εξαρτάται από το μήκος του φανώματος, την ποιότητα σκυροδέματος του καταστρώματος και το διαθέσιμο ύψος κατασκευής. Η πλάκα του καταστρώματος μπορεί να είναι είτε επιτόπου σκυροδετούμενη πλάκα ωπλισμένου σκυροδέματος, είτε προκατασκευασμένη, είτε σύμμικτη.

Ως ξυλότυπος για την επιτόπου σκυροδετούμενη πλάκα μπορεί να χρησιμοποιηθούν τα εξής:

- Προσωρινός συμβατικός ξυλότυπος
- Μεταλλική λαμαρίνα
- Πρόπλακα ωπλισμένου σκυροδέματος.

Όταν χρησιμοποιείται συμβατικός προσωρινός ξυλότυπος, η απόσταση μεταξύ των μεταλλικών δοκών μπορεί να επιλεγεί ελεύθερα ανάλογα με το πάχος της πλάκας σκυροδέματος. Παρ' όλα αυτά για λόγους οικονομίας αυτή η απόσταση δεν πρέπει να ξεπερνά τα 5,00m.

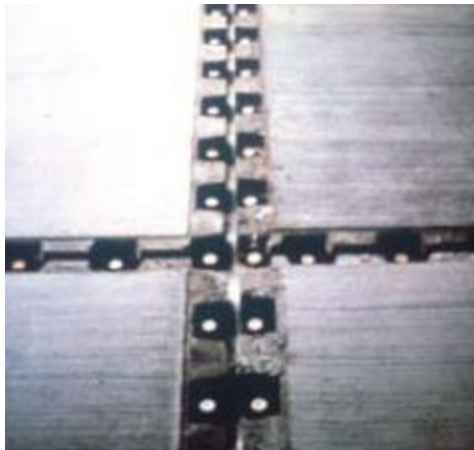
Αυτοϋποστηριζόμενα μεταλλικά καταστρώματα σε συνδυασμό με επιτόπου σκυροδέτηση αποτρέπουν τα έξοδα ανέγερσης ξυλοτύπου ενώ μειώνουν και το χρόνο κατασκευής. Ανάλογα με τον τύπο τους, οι μεταλλικές λαμαρίνες μπορούν είτε να λειτουργούν αποκλειστικά και μόνο ως μεταλλότυπος, είτε να συμμετέχουν και στην ανάληψη των φορτίων. Σε κάθε περίπτωση ωστόσο, είναι καλό να αξιοποιείται το αποτέλεσμα της σύνδεσης του χάλυβα με το σκυρόδεμα (σύμμικτη λειτουργία). Χάρη στη σύμμικτη δράση μπορεί να επιτευχθεί είτε εξοικονόμηση περί το 20% της κατανάλωσης χάλυβα, είτε μείωση του ύψους της κατασκευής. Αυτοϋποστηριζόμενα μεταλλικά καταστρώματα χρησιμοποιούνται για ανοίγματα μέχρι 3,33m. Σε μερικές αγορές, είναι διαθέσιμα ειδικά μεταλλικά καταστρώματα που επιτρέπουν ανοίγματα μέχρι 5m χωρίς υποστήριξη κατά τη φάση κατασκευής. Οι τιμές των ανοιγμάτων, βέβαια, εξαρτώνται από το πάχος της πλάκας και του χαλυβδόφυλλου. Προκειμένου να μειωθούν οι ρωγμές πάνω από τις κύριες δοκούς πρέπει να προβλεφθούν ενισχυμένες ζώνες.



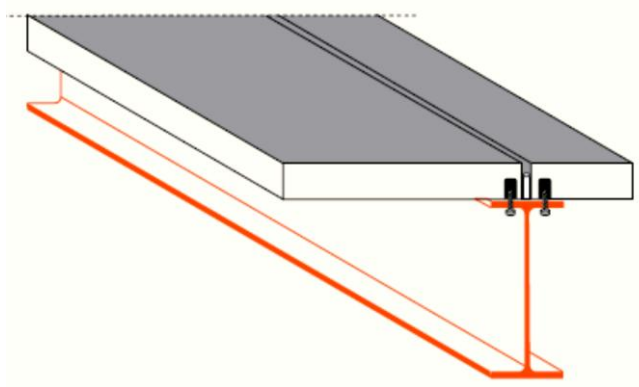
**Εικόνα 8:** Τυπική διατομή σύμμικτου καταστρώματος

Ένα μειονέκτημα του σύμμικτου καταστρώματος με επιτόπου σκυροδέτηση είναι ότι συνήθως απαιτείται η υποστήριξή του στη φάση κατασκευής, με αποτέλεσμα όταν μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος αφαιρεθούν οι ενδιάμεσες στηρίξεις να παρατηρούνται ρηγματώσεις στην πλάκα λόγω των νεκρών φορτίων. Αυτό το μειονέκτημα υπερσκελίζεται με τη χρήση προκατασκευασμένων πλακών. Στην περίπτωση χρήσης πρόπλακας, οι προκατασκευασμένες σανίδες σκυροδέματος

έχουν πάχος μεταξύ 5cm και 8cm και μπορεί να ενσωματώνουν την κάτω στάθμη του συνελκόμενου οπλισμού της πλάκας σκυροδέματος. Το επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα και η άνω στάθμη οπλισμού προστίθενται από πάνω. Με αυτό το σύστημα είναι δυνατή η κατασκευή ανυποστήρικτων ανοιγμάτων μέχρι 2,50m ή έως και 5,00m όταν τα προκατασκευασμένα στοιχεία είναι προεντεταμένα. Σε περίπτωση μεγαλύτερου ανοίγματος προσωρινή υποστήριξη είναι απαραίτητη στη φάση κατασκευής. Όπου υπάρχει σύμμικτη δράση ανάμεσα στην προκατασκευασμένη πλάκα σκυροδέματος και τη μεταλλική δοκό μέσω διατμητικών ήλων, πρέπει να έχουν προβλεφθεί στην πλάκα οπές στις θέσεις των ήλων (εικόνα 9). Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην πλήρωση των συνδέσεων με ειδικό κονίαμα. Στην περίπτωση σύμμικτης λειτουργίας, χρησιμοποιούνται μεταλλικές δοκοί υψηλής αντοχής S460. Για την αποφυγή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και τη μεταφορά οριζόντιων φορτίων, οι προκατασκευασμένες πλάκες τοποθετούνται στο άνω πέλμα των δοκών. Οι συνδέσεις ανάμεσα στις πλάκες σφραγίζονται με ελαστικό υλικό (αρμός) (εικόνα 10). Οι περιοχές αυτές είναι πιθανές θέσεις ρηγμάτωσης και πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή.



**Εικόνα 9:** Οπές στην πρόπλακα στη θέση των διατμητικών ήλων



**Εικόνα 10:** Αρμός σύνδεσης προπλάκων

Παράλληλα με τα πιο πάνω αναφερθέντα συστήματα καταστρωμάτων, εφαρμόζονται τελευταίως στους κλειστούς χώρους στάθμευσης δύο πρόσθετοι τύποι κατασκευής καταστρωμάτων, οι οποίοι δεν μπορούν να θεωρηθούν ως σύμμικτες κατασκευές κατά την αυστηρή έννοια. Αυτοί είναι οι εξής:

- Κατασκευές εξ ολοκλήρου από χάλυβα
- Κατασκευές από χάλυβα με κατάστρωμα τραπεζοειδούς λαμαρίνας.

Στην πρώτη περίπτωση οι κατασκευές αποτελούνται αποκλειστικά από χαλύβδινα τμήματα και εξαρτήματα. Η απόσταση μεταξύ των δοκών του καταστρώματος υπολογίζεται στα 2,50m τα οποία γεφυρώνονται με μεταλλική πλάκα. Η σύνδεση όλων των στοιχείων γίνεται με χρήση κοχλιών (εικόνα 11). Κατά τη συναρμολόγηση στη θέση των αρμών τοποθετούνται μεταλλικά στοιχεία για την συγκέντρωση, κατεύθυνση και απομάκρυνση των υδάτων. Σε περίπτωση που η μεταλλική πλάκα δεν εξασφαλίζει τη διαφραγματική λειτουργία πρέπει να τοποθετηθούν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



**Εικόνα 11:** Τοποθέτηση μεταλλικής πλάκας καταστρώματος

Στη δεύτερη περίπτωση, το ρόλο της πλάκας παίζει μια τραπεζοειδής λαμαρίνα με μεγάλο στατικό ύψος. Αυτή διαστασιοποιείται ώστε να αναλαμβάνει εξ ολοκλήρου την ένταση λόγω των φορτίων. Πάνω από τη λαμαρίνα τοποθετείται επίστρωση σκυροδέματος για την προστασία έναντι διάβρωσης και μηχανικών καταπονήσεων. Η στρώση αυτή όμως δεν έχει καμία συνεισφορά στην ανάληψη των φορτίων. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται στον περιορισμό του εύρους των ρωγμών στη στρώση σκυροδέματος.

Ανεξάρτητα από τον τύπο του δαπέδου, στις μεταλλικές δοκούς δίνεται τυπικό αντιβέλος, εργοστασιακά, για να αντισταθμιστούν οι παραμορφώσεις λόγω νεκρών φορτίων (ίδιον βάρος σκυροδέματος και μεταλλικής δοκού) και μέρους των κινητών φορτίων (συνήθως μικρότερο του 30%) (εικόνα 12). Το μέγεθος του αντιβέλους προσδιορίζεται κατά τους στατικούς υπολογισμούς και εξαρτάται από τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του στατικού συστήματος. Στην ανυποστήρικτη κατάσταση το αντιβέλος υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα αδρανειακά χαρακτηριστικά μόνο του μεταλλικού τμήματος, ενώ στη στηριζόμενη κατάσταση συνυπολογίζονται τα χαρακτηριστικά ολόκληρης της σύμμικτης διατομής. Στην τελευταία περίπτωση είναι ξεκάθαρο ότι οι κύριες δοκοί υποστηρίζονται στη φάση κατασκευής και άρα το αντιβέλος λόγω νεκρών φορτίων θα είναι μειωμένο.



**Εικόνα 12:** Αντιβέλος δοκών

Για τις δοκούς επιλέγεται κυρίως χάλυβας ποιότητας S355. Παρ' όλα αυτά εξοικονόμηση υλικού και άρα μείωση του κόστους μπορεί να επιτευχθεί εάν χρησιμοποιηθούν ελαφρές διατομές IPE χάλυβα υψηλής αντοχής S460. Σε περίπτωση που υπάρχει περιορισμός για το ύψος κατασκευής μπορεί να επιλεγθούν μεταλλικές διατομές με μικρότερο ύψος αλλά ελαφρά βαρύτερες. Δοκοί από χάλυβα υψηλής ποιότητας S460 μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε σύμμικτα καταστρώματα.

Οι πίνακες που ακολουθούν δείχνουν την επιρροή της ποιότητας χάλυβα και του σύμμικτου ή μη σχεδιασμού σε δοκούς ανοίγματος 16,00m με το ίδιο κατασκευαστικό ύψος και βάρος.

**Πίνακας 6:** Μη σύμμικτη διατομή δοκού

<b>Άνοιγμα</b>	16,00m		
<b>Πλάτος επιρροής</b>	5,00m		
<b>Πάχος προκατασκευασμένης πλάκας</b>	120mm		
<b>Κινητό φορτίο</b>	2,50kN/m <sup>2</sup>		
<b>Ποιότητα χάλυβα</b>	S235	S355	S460
<b>Διατομή</b>	IPE 750×196	IPE 750×147	IPE 600
<b>Ύψος διατομής (mm)</b>	770	753	600
<b>Λόγος ύψους</b>	1,02	1,00	0,80
<b>Βάρος δοκού (kg/m)</b>	196	147	122
<b>Λόγος βάρους δοκού</b>	1,33	1,00	0,83

**Πίνακας 7:** Σύμμικτη διατομή δοκού

<b>Άνοιγμα</b>	16,00m		
<b>Πλάτος επιρροής</b>	5,00m		
<b>Πάχος προκατασκευασμένης πλάκας</b>	140mm		
<b>Κινητό φορτίο</b>	2,50kN/m <sup>2</sup>		
<b>Ποιότητα χάλυβα</b>	S235	S355	S460
<b>Διατομή</b>	IPE 600	IPE 550	IPE 500
<b>Ύψος διατομής (mm)</b>	600	550	500
<b>Λόγος ύψους</b>	1,09	1,00	0,91
<b>Βάρος δοκού (kg/m)</b>	122	106	91
<b>Λόγος βάρους δοκού</b>	1,15	1,00	0,86

Τα καταστρώματα των κλειστών χώρων στάθμευσης πρέπει να κατασκευάζονται με τις κατάλληλες επικαλύψεις οπλισμών σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό, ανάλογα με την κατηγορία έκθεσης τους σε διαβρωτικούς παράγοντες. Για τον ίδιο λόγο πρέπει να δίνεται μεγάλη προσοχή και στον περιορισμό του εύρους των ρωγμών στις πλάκες των καταστρωμάτων. Για την ελαχιστοποίηση της ρηγματώσης, σε συνεχή συστήματα προτείνεται ενδιάμεση υποστήριξη και όπου αυτό δεν είναι εφικτό θα πρέπει να διακόπτεται η συνέχεια της πλάκας με αρμούς διαστολής. Ωστόσο πρέπει να επισημανθεί ότι οι αρμοί διαστολής αυξάνουν ο κόστος της κατασκευής ενώ χρήζουν και συντήρησης. Στην περίπτωση, λοιπόν, που η δημιουργία αρμών είναι απαραίτητη, προτείνεται η διάταξη αυτών να γίνεται σε περιοχές όπου δεν κυκλοφορούν οχήματα καθώς εκεί ελαχιστοποιούνται οι μηχανικές καταπονήσεις. Ιδιαίτερως ευνοϊκή είναι η διάταξη των αρμών όταν γίνεται κατά μήκος διαχωριστικών τοιχιών. Στα συνεχή συστήματα για τον έλεγχο της ρηγματώσης στις περιοχές των στηρίξεων τοποθετείται επιπλέον διαμήκης οπλισμός στην άνω παρειά (εικόνα 13).





**Εικόνα 13:** Τοποθέτηση οπλισμού στην άνω παρειά για τον έλεγχο της ρηγμάτωσης

#### 1.4.4 Συνδέσεις

Η σύνδεση των δομικών στοιχείων στις προαναφερθείσες κατασκευές γίνεται κοχλιωτά με τη χρήση μετωπικών πλακών ή γωνιακών ελασμάτων. Στην περίπτωση αρθρωτών συνδέσεων είναι σκόπιμο το σημείο περιστροφής της σύνδεσης να τοποθετείται κατά το δυνατόν ψηλότερα, ώστε με αυτό τον τρόπο να ελαχιστοποιούνται οι παραμορφώσεις στην επάνω πλευρά του καταστρώματος ως επακόλουθο του συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Μια τέτοια σύνδεση φαίνεται στην εικόνα 14.



**Εικόνα 14:** Αρθρωτή σύνδεση δοκού υποστυλώματος

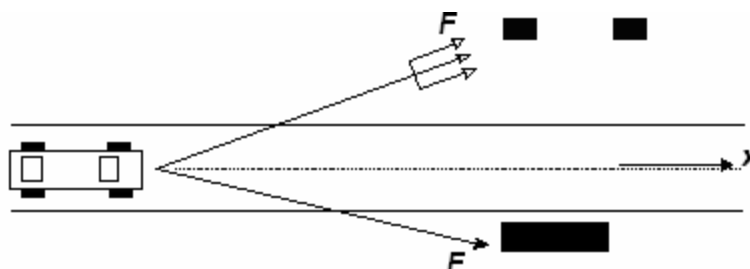
Ειδικότερα για τη σύνδεση του κλιμακοστασίου με το κυρίως κτήριο γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να επιτρέπεται η ανεξάρτητη ταλάντωση τους σε περίπτωση σεισμού ή άλλων πλευρικών φορτίων (π.χ. αέρας). Με τον τρόπο αυτό το ιδιαίτερα

δύσκαμπτο κλιμακοστάσιο απομονώνεται, γεγονός που έχει σα συνέπεια την πιο ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας στο υπόλοιπο κτήριο και την μείωση της στρεπτικής ευαισθησίας του. Μεταξύ κλιμακοστασίου και κτηρίου τοποθετούνται ειδικές διατάξεις οι οποίες μέσω της ταλάντωσης τους απορροφούν την ενέργεια ώστε να μην έχουμε φαινόμενα κρούσης.

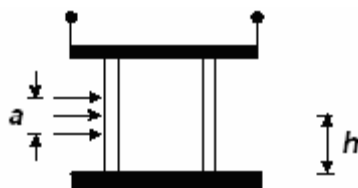
### 1.5 Επιβαλλόμενη φόρτιση

Σύμφωνα με το πρότυπο EN1991-1-1/2002, οι επιφάνειες κυκλοφορίας και στάθμευσης για ελαφρά οχήματα, δηλαδή οχήματα με συνολικό βάρος λιγότερο των 30kN και με λιγότερες από 8 θέσεις χωρίς να συμπεριλαμβάνεται η θέση του οδηγού, ανήκουν στην κατηγορία F. Έτσι, το κατάστρωμα του ορόφου πρέπει να φορτίζεται με επιφανειακό φορτίο  $2,50\text{kN/m}^2$ . Αυτό το φορτίο ουσιαστικά, για μία περιοχή μέχρι  $12,50\text{m}^2$  ανά θέση στάθμευσης, αντιστοιχεί σε βάρος 3,13tn που είναι σημαντικά μεγαλύτερο από το μέγιστο βάρος των Ι.Χ. αυτοκινήτων (1-2tn).

Μια ακόμα κατηγορία φόρτισης που πρέπει να επιβάλλεται στα δομικά στοιχεία τέτοιων κατασκευών είναι τα φορτία κρούσης. Η φόρτιση αυτή μπορεί να προσομοιωθεί στα υποστυλώματα με φορτίο 50kN κατά τη διεύθυνση κίνησης και 25kN κάθετα στη διεύθυνση αυτή. Η θέση εφαρμογής τους ορίζεται σε  $h=0,50\text{m}$  πάνω από το επίπεδο κίνησης, με ένα εύρος  $a=0,25\text{m}$  για οχήματα με βάρος μικρότερο των 30kN. Το πλάτος εφαρμογής ορίζεται ως το ελάχιστο μεταξύ του πλάτους του οχήματος που προσκρούει στο δομικό στοιχείο και του 1,50m (EN1991-1-7(2006) Table 4.1). Σε περίπτωση που τα στοιχεία δεν είναι ικανά να αναλάβουν τα κρουστικά φορτία μπορεί να τοποθετηθούν προστατευτικές διατάξεις επαρκούς δυνατότητας παραμόρφωσης έτσι ώστε να απορροφούν την ενέργεια της κρούσης. Το γραμμικό φορτίο για τη διαστασιολόγηση αυτών των εναλλακτικών διατάξεων είναι  $2,00\text{kN/m}$  εφαρμοζόμενο σε ύψος 0,50m.



Σχήμα 10: Φόρτιση υποστυλώματος λόγω κρούσης οχήματος



**Σχήμα 11:** Επιφάνειες φόρτισης υποστυλώματος λόγω κρούσης

Για τις λοιπές φορτίσεις ισχύουν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 όπως ορίζονται για όλες τις κατασκευές.

Οι σεισμικές δράσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 ή σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000.

## 1.6 Προστασία έναντι διάβρωσης

### 1.6.1 Προστασία μεταλλικών στοιχείων

Η προστασία των μεταλλικών κτηρίων έναντι διάβρωσης επιτυγχάνεται συνήθως με εν θερμώ γαλβάνισμα. Κατά την διαδικασία αυτή, τα στοιχεία εμβαπτίζονται σε μπάνιο λιωμένου ψευδαργύρου στους 450°C για 5 έως 10 λεπτά. Έτσι απομακρύνονται από την επιφάνεια των στοιχείων σκωρία και καλαμίνα ενώ δημιουργείται ένα στρώμα ψευδαργύρου πάχους 150μm το οποίο θα προστατεύσει την επιφάνεια του χάλυβα από την ατμοσφαιρική διάβρωση. Τα βήματα της διαδικασίας γαλβανισμού είναι τα ακόλουθα:

- Απολίπανση, πλύση
- Εμβάπτιση σε οξέα για απομάκρυνση καλαμίνης και σκουριάς
- Εμβαπτισμός σε χλωρίδια για πληρέστερο καθαρισμό
- Ξήρανση
- Εμβάπτιση σε μπάνιο ψευδαργύρου
- Πλύση με νερό.

Σε περίπτωση διαβρωτικού περιβάλλοντος μια επιπλέον βαφή μπορεί να εφαρμοστεί πάνω από το στρώμα ψευδαργύρου (σύστημα duplex). Αυτό το διπλό σύστημα μειώνει το κόστος συντήρησης και αυξάνει ουσιαστικά τη διάρκεια της προστασίας έναντι διάβρωσης (1,2 έως 2,5 φορές αυξημένοι χρόνοι αντισκωριακής

προστασίας). Η πείρα δείχνει ότι οι συνήθεις βαφές προσφέρουν εξασφάλιση που διαρκεί 10 έως 20 χρόνια ανάλογα με τις ατμοσφαιρικές συνθήκες. Στο τέλος αυτής της περιόδου, είναι συνήθως αρκετό να ανανεωθεί η τελευταία επίστρωση, μέσω της οποίας η χρήση ενός νέου χρώματος μπορεί να θεωρηθεί και σαν αλλαγή της εξωτερικής εμφάνισης του κτηρίου.

Η προστασία έναντι διάβρωσης μέσω βαφής αποτελείται από τον καθαρισμό της μεταλλικής επιφάνειας και την εφαρμογή αρκετών επιστρώσεων. Μια τυπική μεταχείριση επιφάνειας περιλαμβάνει τα κάτωθι βήματα:

- Αμμοβολή
- Αντισκωριακό (15 έως 25μm)
- Μία ή δύο ενδιάμεσες επιστρώσεις πάχους 2×40μm ή 1×80μm αντίστοιχα
- Δύο τελευταίες επιστρώσεις πάχους 2×60μm.

Εκτός από την τελική επίστρωση εκτελείται βαφή στο εργοστάσιο. Μετά την ανέγερση τυχούσες κατεστραμμένες περιοχές επιδιορθώνονται και ένα τελικό στρώμα επιχρίσματος εφαρμόζεται επί τόπου.

### 1.6.2 Αποστράγγιση υδάτων

Για τα μεταλλικά κτήρια που χρησιμοποιούνται ως χώροι στάθμευσης, απαιτείται ένα δεύτερο επίπεδο προστασίας έναντι διάβρωσης λόγω του νερού και της υγρασίας που εισέρχεται και εγκλωβίζεται στην κατασκευή.

Ειδικά για τους χώρους στάθμευσης που χαρακτηρίζονται ως ανοικτοί, οι εισερχόμενες ποσότητες ύδατος μπορεί να είναι τόσο μεγάλες ώστε να δημιουργούν μικρές λίμνες με αποτέλεσμα αφ' ενός να επηρεάζουν την άνεση του χρήστη και αφ' ετέρου να εκθέτουν τα καταστρώματα σε έντονη υγρασία και χλωρίδια. Γι' αυτούς τους λόγους, κρίνεται απαραίτητο να δίνεται κλίση στα επίπεδα στάθμευσης για την απορροή των υδάτων. Στις περιοχές όπου συγκεντρώνονται οι ρύσεις θα πρέπει υποχρεωτικά να καλύπτονται οι ελάχιστες επικαλύψεις σκυροδέματος για να αποφεύγεται το ενδεχόμενο διάβρωσης του οπλισμού της πλάκας. Προκειμένου να ελαχιστοποιηθεί η διαδρομή που ακολουθεί το νερό μέχρι τα αυλάκια απορροής, η κλίση δίνεται εγκάρσια στη διεύθυνση κυκλοφορίας. Όλα τα επίπεδα του κτηρίου συνηθίζουν να συνδέονται σε ένα κοινό δίκτυο αποστράγγισης.

Ένας τρόπος για να επιτευχθεί η επιθυμητή κλίση των επιπέδων είναι να τοποθετηθούν ορισμένα δοκάρια των καταστρωμάτων με υπερύψωση και άλλα με βύθιση. Με σωστό υπολογισμό αυτών των μετατοπίσεων των δοκών, καταλήγουμε στην απαιτούμενη κλίση η οποία είναι συνήθως της τάξης του 1%. Επίσης στην κλίση μπορεί να συμμετέχει και η κατάλληλη διαμόρφωση του στρώματος της ασφάλτου όπου υπάρχει.

## 1.7 Πυροπροστασία

Σύμφωνα με τους κανονισμούς των περισσότερων ευρωπαϊκών χωρών δεν υπάρχουν απαιτήσεις αντίστασης έναντι πυρκαγιάς για μεταλλικές κατασκευές ανοικτών πολυώροφων χώρων στάθμευσης, κάτι που είναι απαγορευτικό στην περίπτωση των κλειστών και υπόγειων χώρων στάθμευσης.

Η συμβατική προσέγγιση της πυρκαγιάς απαιτεί παθητική προστασία των μεταλλικών δομικών στοιχείων. Τα δεδομένα στα οποία βασίζεται (φορτίο πυρκαγιάς, βαθμός μετάδοσης της θερμότητας και αριθμός εμπλεκόμενων οχημάτων) έχουν καθοριστεί έπειτα από πολυάριθμες δοκιμές που έχουν διεξαχθεί σε αρκετές χώρες. Επίσης στατιστικά δεδομένα δείχνουν ότι η διάδοση της φωτιάς από μεμονωμένα οχήματα έχει σπάνια επηρεάσει πάνω από τρία γειτονικά οχήματα. Κατά τη διάρκεια πραγματικών δοκιμών καταγράφηκαν τοπικές μέγιστες θερμοκρασίες χάλυβα ελαφρώς άνω των 700°C σε σύντομο χρονικό διάστημα σε απροστάτευτες κολώνες και δοκούς. Αυτές οι θερμοκρασίες δεν οδήγησαν σε κατάρρευση ούτε σε παραμόρφωση της κατασκευής.

Προκειμένου να εξασφαλισθεί η δίωρη αντίσταση σε πυρκαγιά, οι κολώνες και οι δοκοί κατασκευάζονται με χρήση του σύνθετου αντιπυρικού συστήματος σύμφωνα με το οποίο ο κορμός του διπλού ταυ εγκιβωτίζεται σε σιδηροπαγές σκυρόδεμα. Αυτές οι σύμμικτες κολώνες και δοκοί μεταφέρουν τα φορτία με τη σύμμικτη δράση χάλυβα και σκυροδέματος. Επιπλέον της φέρουσας ικανότητας του, το σκυρόδεμα προστατεύει τον εγκιβωτισμένο χάλυβα από μια γρήγορη αύξηση της θερμοκρασίας. Αυτό το σύστημα επιδεικνύει και μια καλή συμπεριφορά σε περίπτωση κρούσης οχημάτων χάρη στην εξωτερική τοποθέτηση των χαλύβδινων πελμάτων.

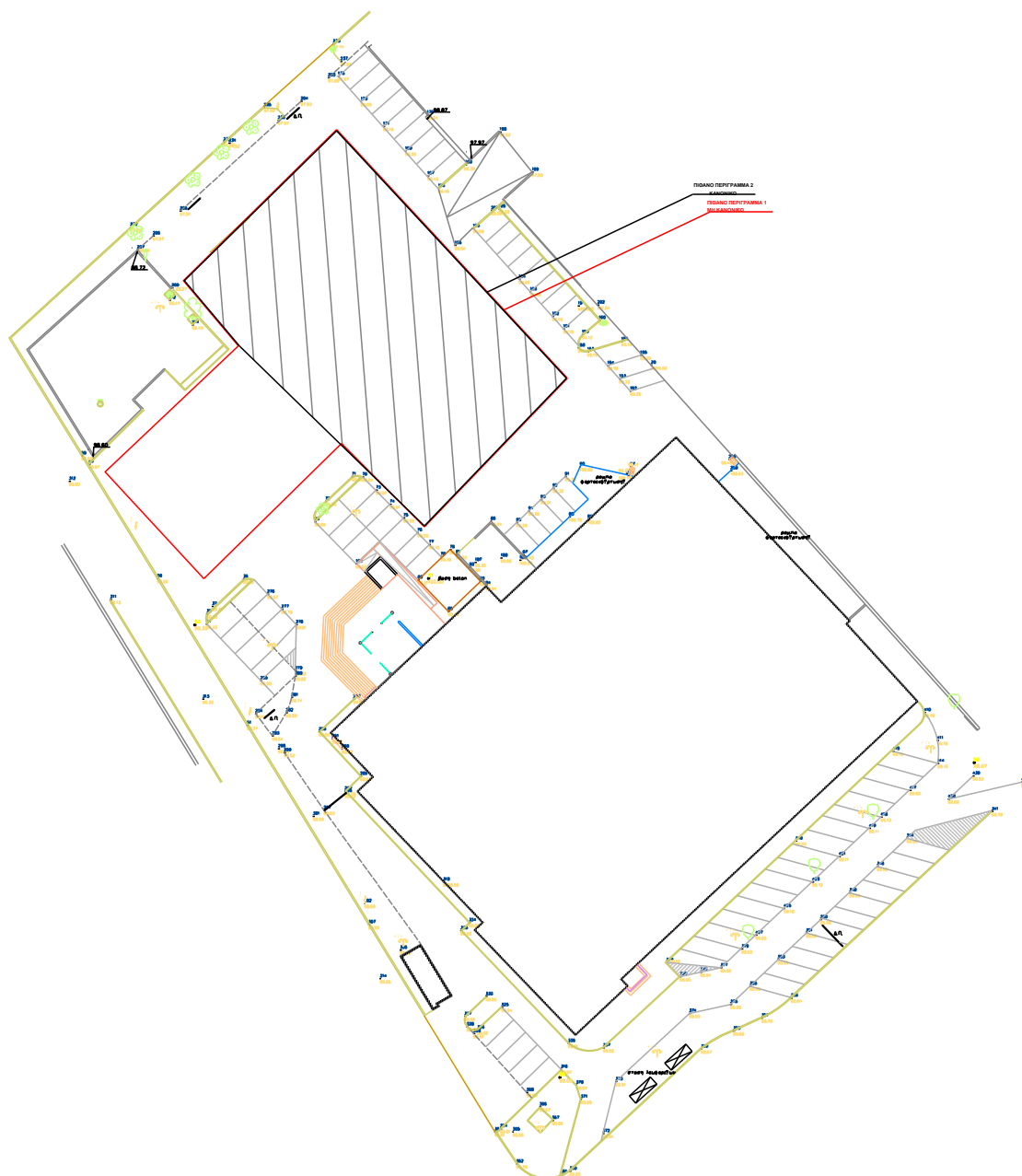
Κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες, όπως μηχανικός αερισμός και μέτρα ενεργητικής πυροπροστασίας, επιτρέπεται η παράλειψη παθητικής προστασίας για μεταλλικές δοκούς σε κλειστούς και υπόγειους χώρους στάθμευσης.

## Κεφάλαιο 2<sup>ο</sup>: Υπό μελέτη κτήρια

### 2.1 Γενικά στοιχεία

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής, δόθηκε το τοπογραφικό της περιοχής που θα κατασκευαζόταν το κτήριο καθώς και η πιθανή θέση του. Από τον κύριο του έργου δόθηκε η επιλογή της δημιουργίας ενός κανονικού και ενός μη κανονικού σε κάτοψη κτηρίου. Με πλάγια διαγράμμιση εμφανίζεται το περίγραμμα του κανονικού κτηρίου ενώ με κόκκινη γραμμή το περίγραμμα του μη κανονικού κτηρίου. Τέθηκε, επίσης, ο περιορισμός των τεσσάρων ορόφων μόνο στο περίγραμμα το κανονικού κτηρίου και του ενός ορόφου στην προεξοχή. Το περίγραμμα του κανονικού κτηρίου έχει έκταση  $29,50 \times 49,00 = 1445\text{m}^2$  ενώ η προεξοχή έχει έκταση  $20,50 \times 25,00 = 512\text{m}^2$ .

Σε κανένα από τα δύο κτήρια δεν θα τοποθετηθούν επικαλύψεις στις ελεύθερες παράπλευρες εξωτερικές επιφάνειες. Επομένως δεδομένου ότι το εμβαδόν των ελεύθερων επιφανειών είναι ίσο με τα  $2/3$  του συνόλου και η μεγάλη διάσταση του κτηρίου είναι μικρότερη των 70,00m, ο χώρος στάθμευσης πληροί τα κριτήρια ώστε να μπορεί να χαρακτηριστεί ανοικτός. Η επιφάνεια του τυπικού ορόφου είναι  $1445\text{m}^2$  και άρα πρόκειται για μεγάλου μεγέθους χώρο στάθμευσης.

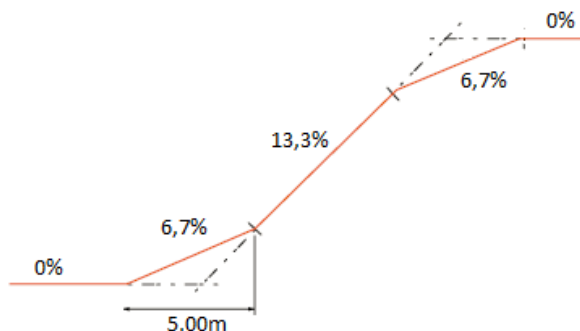


Σχήμα 12: Τοπογραφικό διάγραμμα περιοχής

## 2.2 Χωροθέτηση

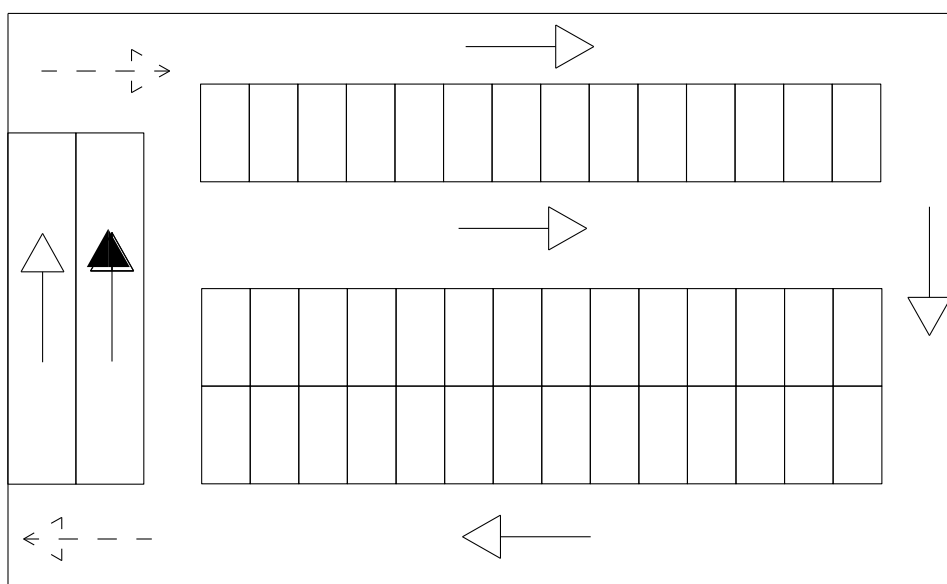
Για τη βελτιστοποίηση της χωροθέτησης του χώρου στάθμευσης δοκιμάστηκαν ποικίλλες διατάξεις, με αλλαγές στη γωνία των θέσεων στάθμευσης, στη θέση των διαδρόμων κυκλοφορίας και στην κυκλοφορία μονής ή διπλής κατεύθυνσης διαδρόμων και κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας. Σε όλες τις διατάξεις

χρησιμοποιήθηκαν θέσεις στάθμευσης πλάτους 2,50m και μήκους 5,00m. Σε όλες τις περιπτώσεις επιλέχθηκαν ευθύγραμμες ράμπες ανόδου και καθόδου. Το μήκος τους είναι τέτοιο ώστε να διασφαλίζεται ο απαραίτητος ελεύθερος χώρος για τη στροφή των οχημάτων κατά την έξοδο ή είσοδο σε αυτές. Το μήκος τους προέκυψε 18,00m και για ύψος ορόφου 2,40m έχουν κλίση 13,3% και παραμένει μέσα στα επιτρεπόμενα όρια αν και απαιτείται συναρμογή (εικόνα 15). Το πλάτος κάθε ράμπας έχει οριστεί στα 3,50m συμπεριλαμβανομένου και του πεζοδρομίου.



Εικόνα 15: Συναρμογή κλίσεων

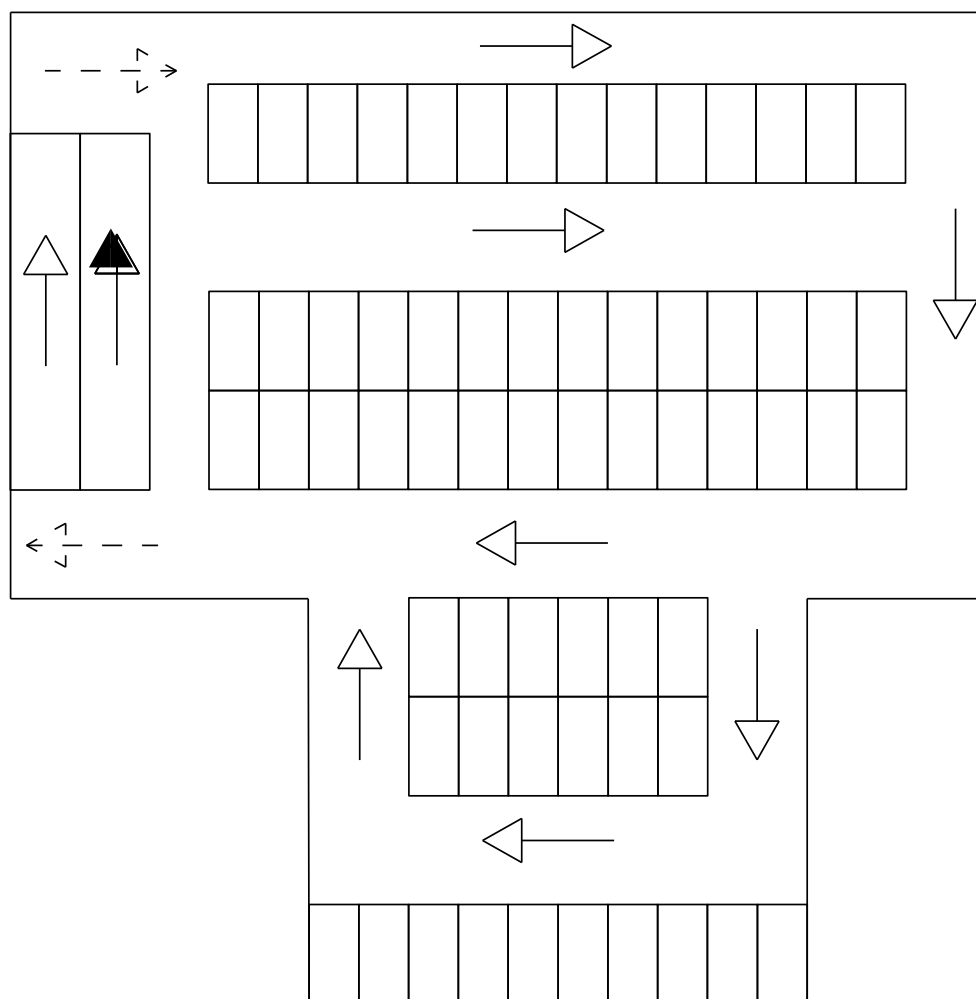
Παρατίθενται οι κατόψεις που προέκυψαν και για τους δύο τύπους κτηρίων. Με διακεκομμένα βέλη υποδηλώνονται οι περιοχές εισόδου και εξόδου των χώρων στάθμευσης και αναφέρονται μόνο στη στάθμη του ισογείου. Με μαύρο βέλος συμβολίζεται η ράμπα καθόδου.



Σχήμα 13: Κάτοψη τυπικού ορόφου κανονικού κτηρίου



Στην κάτοψη του κανονικού κτηρίου ο συνολικός αριθμός θέσεων ανά επίπεδο ανέρχεται στις 42. Η στάθμευση γίνεται μόνο κάθετα στις λωρίδες κυκλοφορίας. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την βελτιστοποίηση της εκμετάλλευσης της επιφάνειας κάθε ορόφου, χωρίς να παραβιάζονται οι ελάχιστες απαιτήσεις για τις διαστάσεις των διαδρόμων, των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας και των θέσεων στάθμευσης σύμφωνα με τις ισχύουσες απαιτήσεις. Οι ράμπες είναι συγκεντρωμένες στη μία πλευρά του κτηρίου και είναι μονής κυκλοφορίας (scissors ramps). Η κυκλοφορία γίνεται προς μία κατεύθυνση με σαφέστατα διαχωρισμένη την άνοδο και την κάθοδο. Κατά την άνοδο ο οδηγός μπορεί να επιλέξει αν θα διέλθει από όλες τις θέσεις στάθμευσης ή από ένα μέρος αυτών. Δεν υπάρχουν εσοχές και προεξοχές που μπορεί να δυσχεράνουν τη διέλευση των οχημάτων και γενικά είναι πολύ ξεκάθαρη η χωροθέτηση των θέσεων.



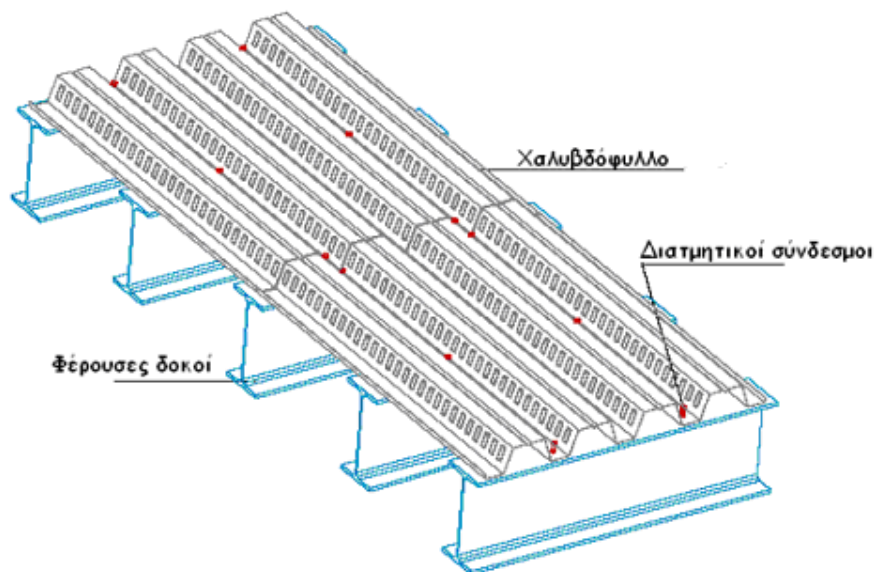
Σχήμα 14: Κάτοψη α' ορόφου μη κανονικού κτηρίου

Στην κάτοψη του μη κανονικού κτηρίου ο συνολικός αριθμός θέσεων στον πρώτο όροφο είναι 64. Η στάθμευση γίνεται, και πάλι, μόνο κάθετα στους διαδρόμους κυκλοφορίας. Οι διάδρομοι κυκλοφορίας παραμένουν στην ίδια θέση και η κυκλοφορία γίνεται προς μία μόνο κατεύθυνση.

## 2.3 Φέρων οργανισμός

Ο φέρων οργανισμός και των δύο κτηρίων αποτελείται από υποστυλώματα και δοκούς σχηματίζοντας πλαίσια. Τα επάλληλα πλαίσια είναι συνδεδεμένα με αρθρωτές εγκάρσιες δοκούς πάνω στις οποίες εδράζονται τα καταστρώματα των ορόφων. Όλες οι δοκοί συνδέονται αρθρωτά και έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα και στις δύο διευθύνσεις. Επομένως τα κτήρια θεωρούνται αμετάθετα και στις δύο διευθύνσεις.

Τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μελετήθηκαν ως μεταλλικά στοιχεία, ενώ οι δοκοί και οι πλάκες ως σύμμικτες. Επομένως τα κτήρια χαρακτηρίζονται ως σύμμικτες κατασκευές. Πιο συγκεκριμένα οι σύμμικτες δοκοί συντίθενται από σιδηροδοκό πρότυπης ή σύνθετης (συγκολλητής) διατομής και πλάκα από σκυρόδεμα, η οποία αποτελεί το πέλμα της δοκού. Η συνεργασία δοκού-πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-σιδηροδοκού. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα. Στο άνω μέρος της πλάκας διατάσσεται οπλισμός, συνήθως πλέγμα, για περιορισμό της ρηγμάτωσης και παραλαβή των αρνητικών ροπών. Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος ως ξυλότυπος και στη φάση λειτουργίας ως συνεκκόμενος οπλισμός. Η συνεργασία χαλυβδόφυλλου - σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη νευρώσεων, εγκοπών ή προεξοχών στο χαλυβδόφυλλο ή με διάταξη διατμητικών συνδέσμων στις στηρίξεις των χαλυβδοφύλλων. Στο κατώτερο σημείο των νευρώσεων των χαλυβδοφύλλων και σε μικρή απόσταση από αυτά τοποθετούνται συνήθως ράβδοι οπλισμού, οι οποίες σε περίπτωση πυρκαγιάς και απενεργοποίησης του χαλυβδόφυλλου προσφέρουν τον απαιτούμενο οπλισμό στο συγκεκριμένο χρόνο.



**Εικόνα 16:** Σύμμικτη δράση στοιχείων

Η μόρφωση του φέροντος οργανισμού ενός κτηρίου ξεκινά από την αρχιτεκτονική μελέτη. Έτσι σε πρώτο στάδιο η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων κάθε πλαισίου γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην παρεμποδίζουν την κυκλοφορία, να μην είναι εκτεθειμένα σε μηχανικές καταπονήσεις και να καταλαμβάνουν το λιγότερο δυνατό χώρο από τις θέσεις στάθμευσης και τους διαδρόμους κυκλοφορίας. Η απόσταση των πλαισίων μεταξύ τους καθορίστηκε και αυτή με βάση την διάταξη των διαδρόμων κυκλοφορίας και των θέσεων στάθμευσης ώστε να μην επηρεάζουν τη λειτουργικότητα του χώρου. Ωστόσο η διάταξη που θα επιλεγεί τελικά πρέπει να είναι τέτοια ώστε να δημιουργεί διαδρομές για την ασφαλή παραλαβή των φορτίων στη θεμελίωση. Άλλωστε η ανάλυση του φορέα, όσο σημαντική και αν είναι, δεν μπορεί να διορθώσει έναν κακό σχεδιασμό. Αντιθέτως, ο ορθός σχεδιασμός οδηγεί σε καλή συμπεριφορά του φορέα ακόμα και αν η ανάλυση είναι απλουστευμένη.

## 2.4 Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων

Το κτήριο μελετήθηκε με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Etabs, έκδοση 9.1.4. Το πρόγραμμα εκτελεί γραμμικές και μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις για κατασκευές από δομικό χάλυβα, ωπλισμένο σκυρόδεμα ή όποιο άλλο υλικό ορίσει ο χρήστης. Το προσομοίωμα μπορεί να περιλαμβάνει πλαίσια παραλαβής ροπής, πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας, πλαίσια με

απομειωμένες διατομές δοκών ή άλλων στοιχείων τους, δύσκαμπτες και εύκαμπτες πλάκες, κεκλιμένες οροφές, ράμπες και κατασκευές χώρων στάθμευσης, κατασκευές με μεσοπατώματα, κατασκευές με σύμμικτα ή μεταλλικά καταστρώματα κ.ά.

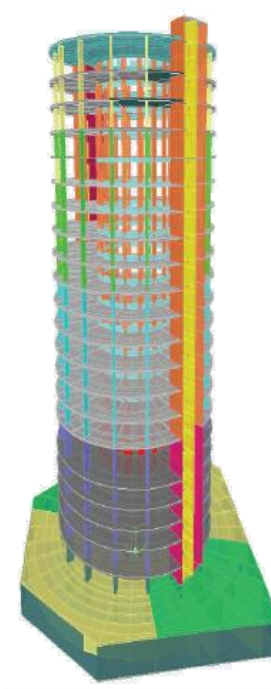
Για τη διαστασιολόγηση των μεταλλικών στοιχείων είναι διαθέσιμοι οι εξής κανονισμοί: AISC-ASD01, AISC ASD89, AISC-LRFD99, BS5950 90, BS5950 2000, CISC95, EUROCODE3-1993, INDIAN IS 800-1998, ITALIAN UNI 10011, UBC97-ASD, UBC97-LRFD, AISC-ASD 2001, AISC-LRFD 2001, AISC 2005.

Για τη διαστασιολόγηση των συμμίκτων στοιχείων είναι διαθέσιμοι οι εξής κανονισμοί: AISC-LRFD93, AISC-LRFD99, AISC-ASD89, AISC-ASD01, CISC 95, BS5950 90, INDIAN IS:800-1998.

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό εκτός από τη δυνατότητα εισαγωγής τυχόντος φάσματος προσδιορισμένο από το χρήστη, το πρόγραμμα περιλαμβάνει τα εξής φάσματα: UBC94, UBC97, BOCA96, NBCC95, IBC2003, NEHRP97, EUROCODE8, NZS4203, CHINESE2002, ITALIAN3274, IS1893:2002.

Στις δυνατότητες του προγράμματος περιλαμβάνονται:

- Τεχνικές γένεσης των φορτίων βαρύτητας και των οριζόντιων φορτίων (φορτία σεισμού και ανέμου) με ευκολία στη χρήση σε σχέση με τα γενικά προγράμματα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων
- Πλήρως τρισδιάστατο κτηριακό μοντέλο
- Κτηριακή ορολογία (δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα κλπ)
- Αυτόματη γένεση φορτίων βαρύτητας
- Αυτόματη γένεση φορτίων ανέμου
- Αυτόματη γένεση σεισμικών φορτίων
- Τρισδιάστατη ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων
- Ραβδωτά, επιφανειακά, κομβικά στοιχεία και στοιχεία σύζευξης
- Δυνατότητα ανάλυσης φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ)
- Γραμμική στατική ανάλυση
- Ιδιομορφική ανάλυση
- Δυναμική φασματική ανάλυση
- Γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορία
- Διαστασιολόγηση χάλυβα



- Διαστασιολόγηση οπλισμένου σκυροδέματος
- Διαστασιολόγηση συμμίκτων διατομών
- Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Οι ποικίλοι αλγόριθμοι που περιέχει το πρόγραμμα για το σχεδιασμό βάσει των διαφόρων κανονισμών, για την επιλογή των μεταλλικών διατομών, τον έλεγχο των τάσεων και τη βελτιστοποίηση των μετατοπίσεων, περιλαμβάνουν τον υπολογισμό των αξονικών αντοχών και αντοχών σε δι-αξονική κάμψη, τον καθορισμό συνδυασμών φορτίσεων βάσει των κανονισμών, την εκτίμηση των συντελεστών  $K$ , την ενσωμάτωση στους υπολογισμούς των ανυποστήρικτων μηκών και των φαινομένων 2ας τάξεως, τον προσδιορισμό του συντελεστή εκμετάλλευσης της διατομής. Με βάση όλα τα παραπάνω προκύπτουν οι αποδεκτές διατομές.

Με την ίδια φιλοσοφία το πρόγραμμα προσφέρει διαδικασία αυτόματης βελτιστοποίησης των διαστάσεων των διατομών για περιορισμό των πλευρικών μετατοπίσεων, βάσει των ορίων που ορίζει ο χρήστης για οποιαδήποτε σειρά σημείων στους διάφορους ορόφους. Η βελτιστοποίηση των μετατοπίσεων στηρίζεται στην ενεργειακή μέθοδο στην οποία το πρόγραμμα αυξάνει το μέγεθος των στοιχείων ανάλογα με το ποσό της ενέργειας ανά μονάδα όγκου που υπολογίζεται για ένα συγκεκριμένο φορτίο.

Το πρόγραμμα εκτελεί μία γραμμική στατική ανάλυση για κάθε φορτίο που ορίζεται. Τα αποτελέσματα διαφορετικών στατικών φορτίων μπορούν να συνδυαστούν μεταξύ τους και με φορτία άλλων γραμμικών αναλύσεων όπως η φασματική ανάλυση.

Η ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζει τις ιδιομορφές της κατασκευής βάσει της δυσκαμψίας των στοιχείων και των μαζών που υπάρχουν. Αυτές οι ιδιομορφές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να μελετηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής και είναι απαραίτητες για φασματικές αναλύσεις και αναλύσεις με χρονοϊστορίες. Για τον υπολογισμό των ιδιομορφών, το προσομοίωμα πρέπει να περιλαμβάνει μάζες. Οι μάζες μπορεί να προσδιοριστούν με μία από τις παρακάτω προσεγγίσεις:

- με βάση τα ίδια βάρη όπως ορίζονται από το χρήστη κατά την εισαγωγή των ιδιοτήτων των υλικών και οποιεσδήποτε επιπλέον μάζες έχουν οριστεί (αυτή είναι η προεπιλεγμένη μέθοδος από το πρόγραμμα),
- με βάση τους συνδυασμούς φορτίσεων που έχει ορίσει ο χρήστης,
- συνδυασμός των δύο παραπάνω.

Εν γένει, οι μάζες ορίζονται και στους έξι βαθμούς ελευθερίας. Παρ' όλα αυτά, το πρόγραμμα δίνει την επιλογή να οριστεί μετατοπισιακή μάζα στους καθολικούς X και Y άξονες και μάζα με στροφική ροπή αδρανείας περί τον καθολικό Z άξονα. Αυτή η επιλογή είναι χρήσιμη όταν δε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα. Επιπροσθέτως, για όλες τις πλευρικές μάζες που δεν εφαρμόζονται στη στάθμη ενός ορόφου, υπάρχει η επιλογή να θεωρηθούν συγκεντρωμένες είτε στον υπερκείμενο, είτε στον υποκείμενο όροφο.

Για τις φασματικές αναλύσεις, η εδαφική επιτάχυνση προς κάθε κατεύθυνση παρέχεται σαν μια ψηφιακή φασματική καμπύλη ψευδοεπιταχύνσεων συναρτήσεως των ιδιοπεριόδων της κατασκευής. Αυτή η προσέγγιση έχει σα στόχο να προσδιορίσει τη μέγιστη πιθανή απόκριση και όχι την πλήρη ιστορία.

Το πρόγραμμα πραγματοποιεί φασματικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας υπέρθεση ιδιομορφών, ιδιοανύσματα ή διανύσματα Ritz. Τα διανύσματα Ritz συνιστώνται επειδή δίνουν ακριβέστερα αποτελέσματα για τον ίδιο αριθμό ιδιομορφών.

Παρ' ότι εισαγόμενα φάσματα μπορούν να προσδιοριστούν σε τρεις διαστάσεις, μόνο ένα θετικό αποτέλεσμα προκύπτει για κάθε εξαγόμενη μεταβλητή. Οι μεταβλητές αυτές μπορεί να είναι μετατοπίσεις, δυνάμεις ή τάσεις. Κάθε αποτέλεσμα αντιπροσωπεύει μία στατιστική προσέγγιση της πιθανής μέγιστης τιμής αυτής της μεταβλητής. Αν και όλα τα αποτελέσματα είναι θετικά, τα πραγματικά αποτελέσματα κυμαίνονται μεταξύ αυτής της θετικής τιμής και της αντίστοιχης της αρνητικής.

## 2.5 Προσομοίωμα

Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος πραγματοποιούνται τα παρακάτω βασικά βήματα:

- Σχεδιάζονται σημεία, γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία, τα οποία αποτελούν τη γεωμετρία του φορέα
- Προσδίδονται δομικές ιδιότητες (διατομών και υλικών)
- Ορίζονται τα φορτία και οι συνδυασμοί φόρτισης
- Διακρίτοποιούνται τα επιφανειακά στοιχεία σε περίπτωση που δεν είναι οριζόντια, γιατί τότε αυτή η διαδικασία γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Μόλις το προσομοίωμα ολοκληρωθεί, η ανάλυση μπορεί να ξεκινήσει. Τότε το πρόγραμμα διακριτοποιεί το φορέα και επομένως τα στοιχεία που αποτελούν το μοντέλο πλέον δεν είναι σημεία, γραμμές και επιφάνειες αλλά στοιχεία συνδέσμων, πλαισίων, συνδέσεων και κελυφών.

## 2.5.1 Γεωμετρία

### 2.5.1.1 Κανονικό κτήριο

Στο υπό μελέτη προσομοίωμα, λόγω της διάταξης που έχει επιλεγεί μπορεί να οριστεί ορθογωνικός κάναβος για την τοποθέτηση όλων των δομικών στοιχείων (εικόνα 17).

Έτσι, τοποθετήθηκαν 12 πλαίσια σε αποστάσεις 3,50m, 4,00m, 5,00m και 5,50m ανάλογα με τη διάταξη των στοιχείων της κάτοψης (διάδρομοι και θέσεις στάθμευσης). Το κάθε πλαίσιο έχει μήκος 29,50m και ύψος 9,60m (= 4×2,40m). Οι αποστάσεις των υποστυλωμάτων διαφέρουν ανάλογα με το αν τα πλαίσια είναι εκατέρωθεν των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας ή όχι. Σε όλα τα πλαίσια, τα υποστυλώματα έχουν τοποθετηθεί με τις παρακάτω ενδιάμεσες αποστάσεις, από αριστερά προς τα δεξιά: 5,50m, 5,00m, 5,00m, 5,50m, 5,00m και 3,50m (εικόνα 18). Τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν αρθρωτά στη στάθμη θεμελίωσης τους και συνεχή καθ' ύψος.

Τα υποστυλώματα συνδέονται μεταξύ τους με κύριες δοκούς και κατά τη διαμήκη και κατά την εγκάρσια έννοια του κτηρίου. Οι δοκοί που τοποθετούνται κατά την εγκάρσια έννοια του κτηρίου, συνδέονται αρθρωτά στα πέλματα των υποστυλωμάτων, ενώ αυτές που βρίσκονται στη διαμήκη συνδέονται αρθρωτά στον κορμό των υποστυλωμάτων (εικόνα 19).

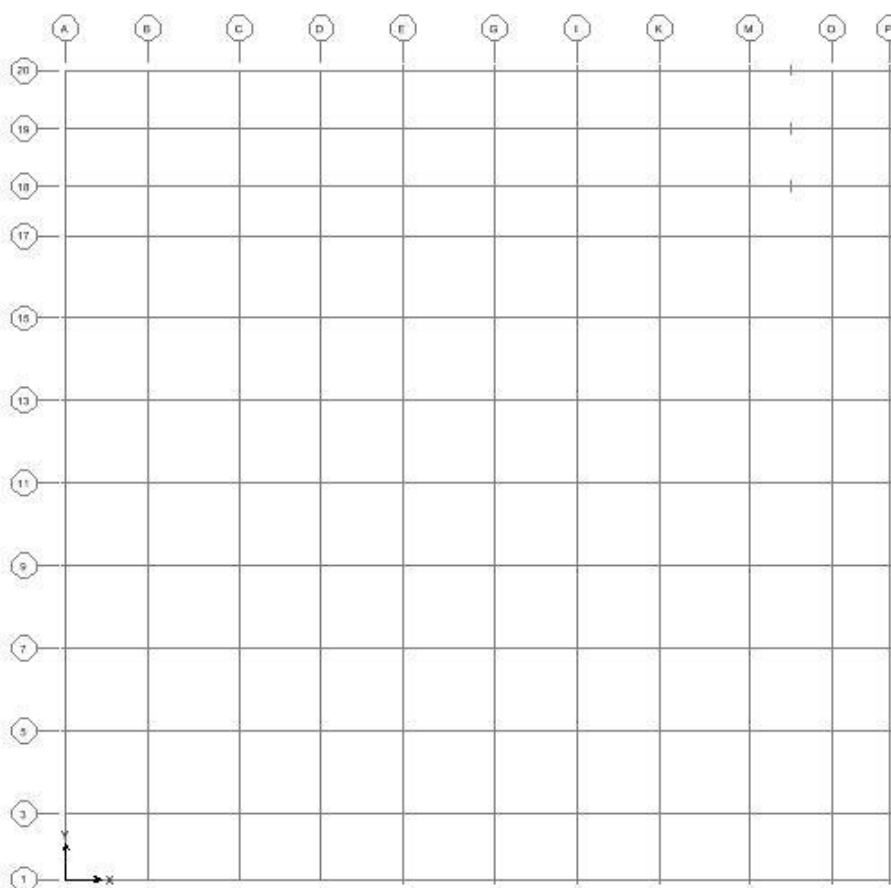
Μεταξύ των κύριων δοκών που είναι τοποθετημένες στη διαμήκη έννοια του κτηρίου παρεμβάλλονται παράλληλα με αυτές, δευτερεύουσες δοκοί ανά 2,50m. Αυτές συνδέονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς της άλλης διεύθυνσης.

Τα επίπεδα του κτηρίου διατάσσονται ανά 2,40m. Τα καταστρώματα στηρίζονται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς και στις κύριες δοκούς που εκτείνονται κατά τη διαμήκη έννοια του προσομοιώματος.

Στις περιοχές που προορίζονται για την άνοδο και την κάθοδο των οχημάτων ορίζονται κεκλιμένα καταστρώματα πλάτους 3,50m και μήκους 18,00m (εικόνα 20).

Εγκάρσια των κεκλιμένων επιπέδων στα οποία ορίζονται οι ράμπες, τοποθετούνται δοκοί στραμμένες έτσι ώστε να εφάπτονται αυτών. Οι δοκοί αυτές είναι τοποθετημένες ανά 2,50m και το ύψος στο οποίο τοποθετούνται εξαρτάται άμεσα από την κλίση των επιπέδων (εικόνα 21). Έχουν τοποθετηθεί κεκλιμένες δοκοί σύμφωνα με την κλίση των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας πάνω στις οποίες συνδέονται αρθρωτά οι εγκάρσιες δοκοί (εικόνα 22). Η σύνδεση των κεκλιμένων και των εγκάρσιων δοκών τόσα με τα υποστυλώματα όσο και μεταξύ τους γίνεται αρθρωτά.

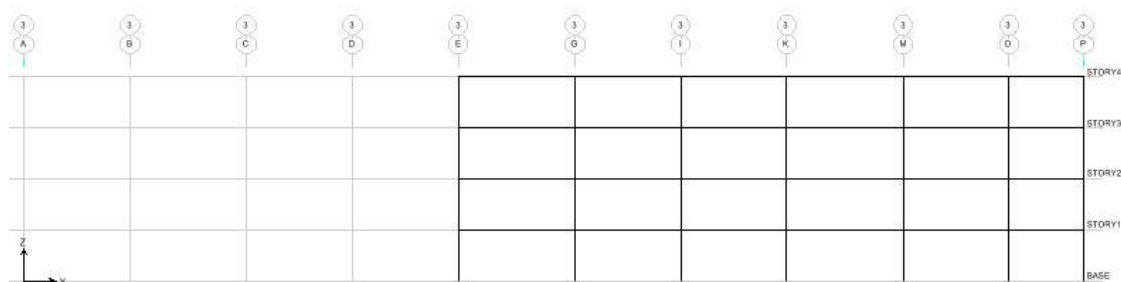
Στην εγκάρσια έννοια του μοντέλου τοποθετούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου Χ στο 1°, 9°, 13° και 20° πλαίσιο (εικόνα 23). Στη διαμήκη έννοια του μοντέλου τοποθετούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου Χ, στο 2° και στο 8° φάτνωμα. Η σύνδεση των συνδέσμων με τα υποστυλώματα γίνεται αρθρωτά, ενώ είναι συνδεδεμένοι στο μέσο (εικόνα 24).



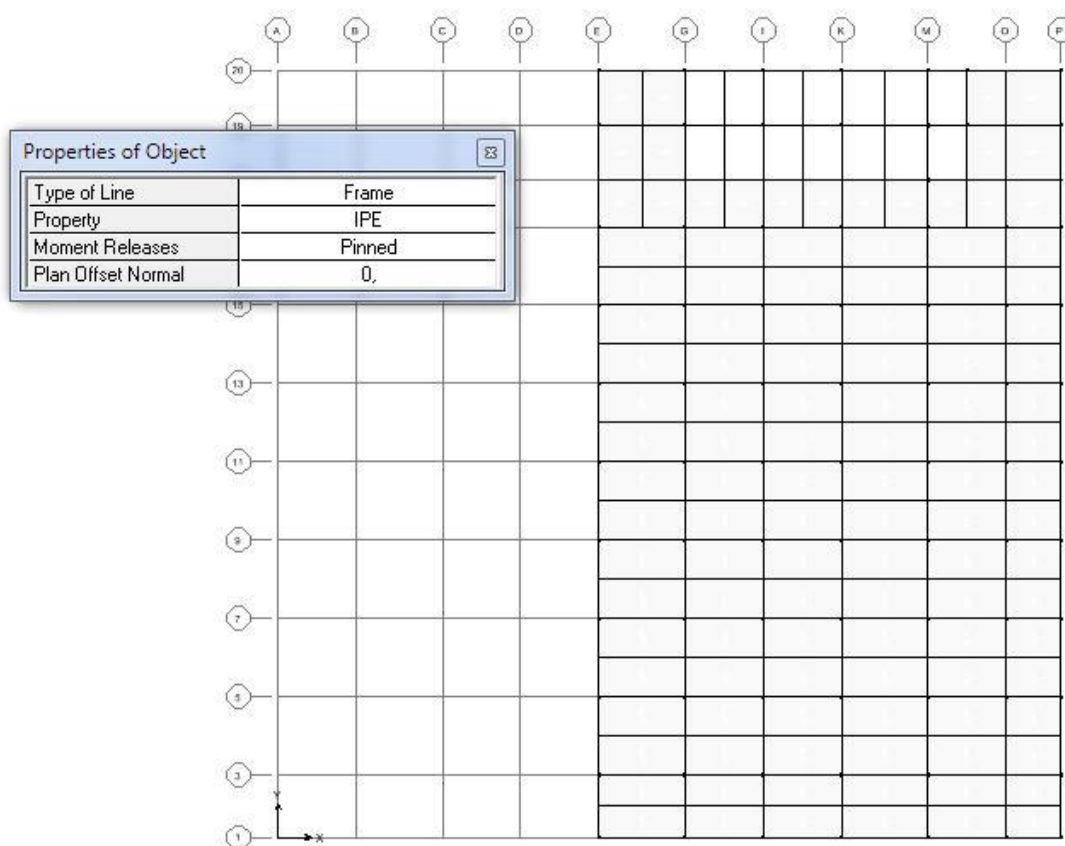
**Εικόνα 17:** Κάνναβος κτηρίου



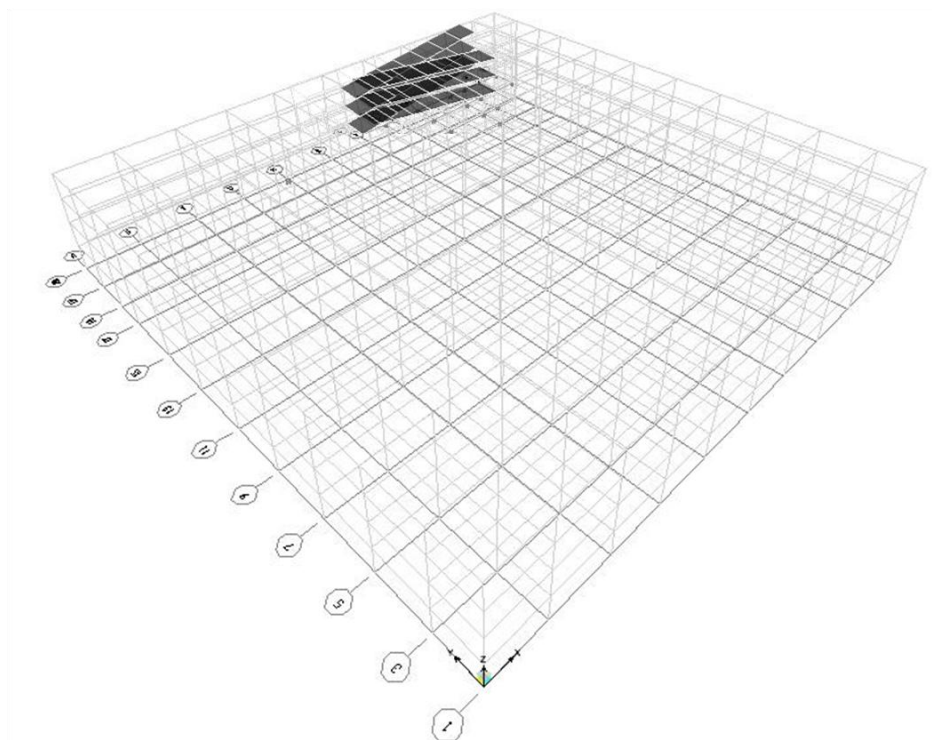
Στα σχέδια που ακολουθούν χρησιμοποιείται για τα πλαίσια και τις διάφορες διαμήκεις τομές του φορέα η αρίθμηση που φαίνεται στο άνω σχέδιο (λ.χ. εάν γίνεται κάπου αναφορά στην «τομή 1» πρόκειται για το πλαίσιο του άνω σχεδίου που έχει δίπλα τον αριθμό 1.



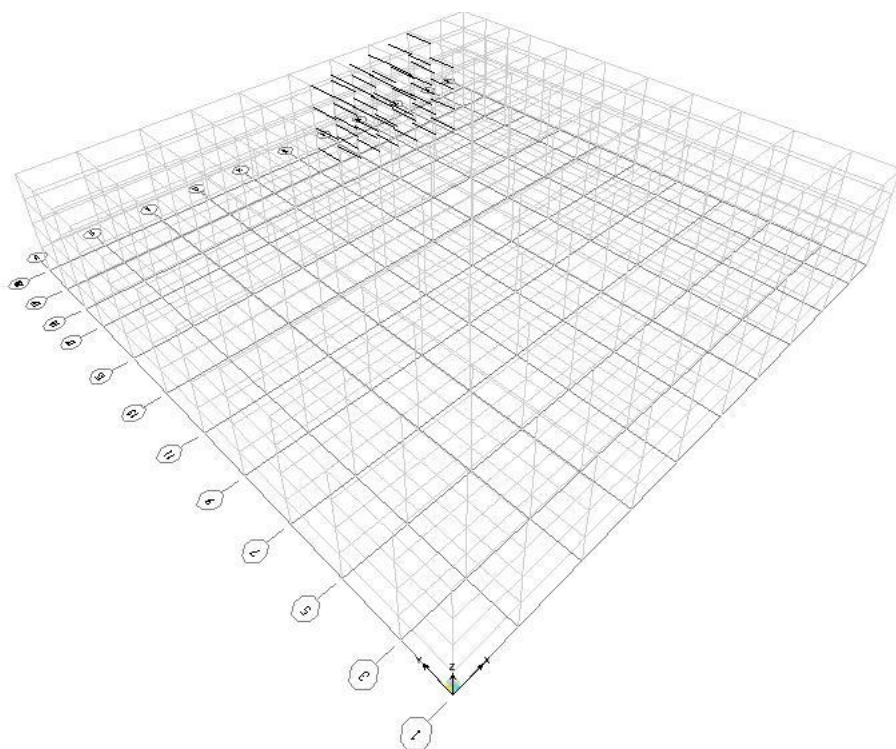
Εικόνα 18: Υποστυλώματα πλαισίων



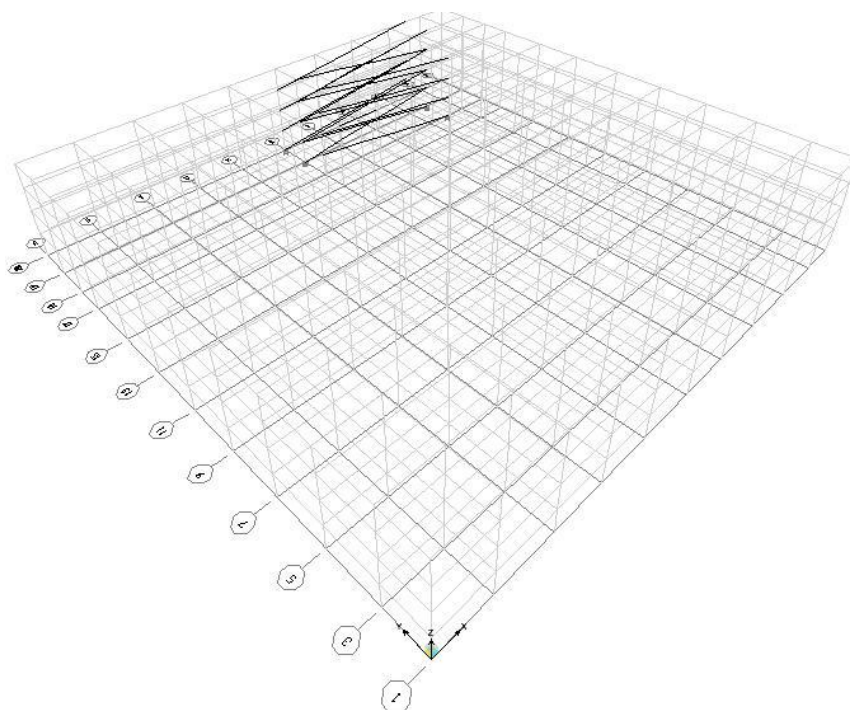
Εικόνα 19: Δοκοί τοποθετημένες κατά την εγκάρσια και διαμήκη έννοια αρθρωτά συνδεδεμένες με τα υποστυλώματα



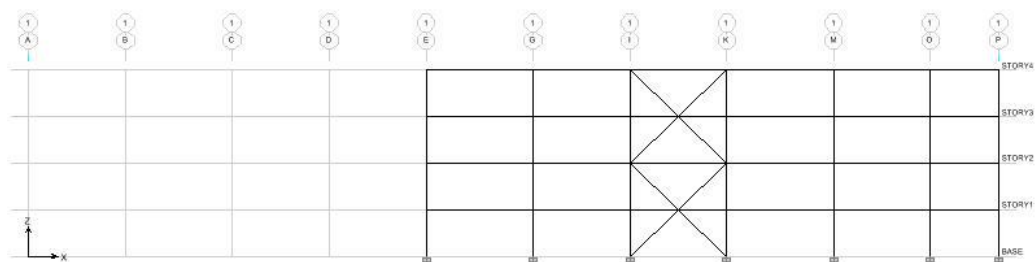
**Εικόνα 20:** Κεκλιμένα επίπεδα (ράμπες)



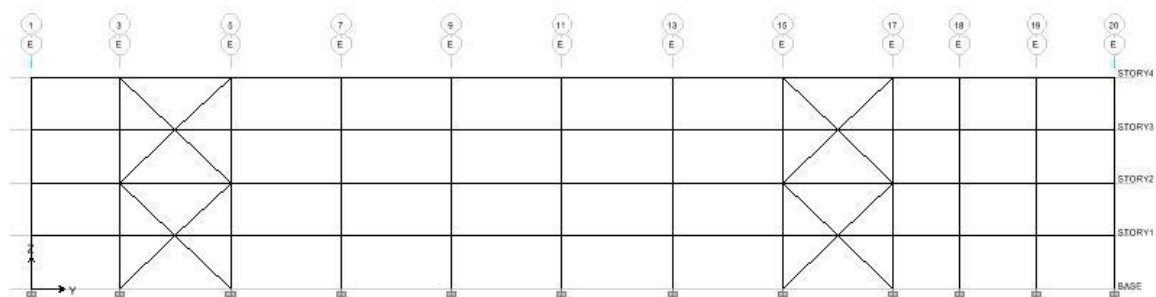
**Εικόνα 21:** Εγκάρσιες δοκοί στις ράμπες



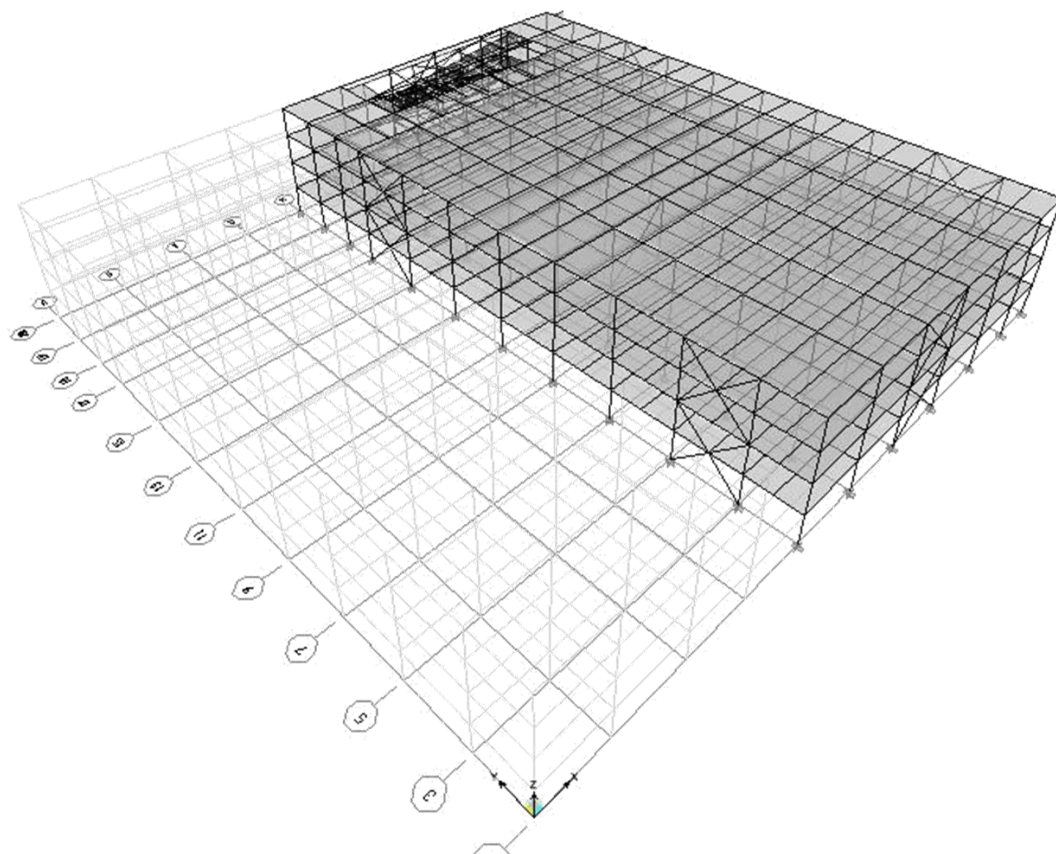
**Εικόνα 22:** Κεκλιμένες δοκοί στις ράμπες



**Εικόνα 23:** Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη εγκάρσια έννοια



**Εικόνα 24:** Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διαμήκη έννοια

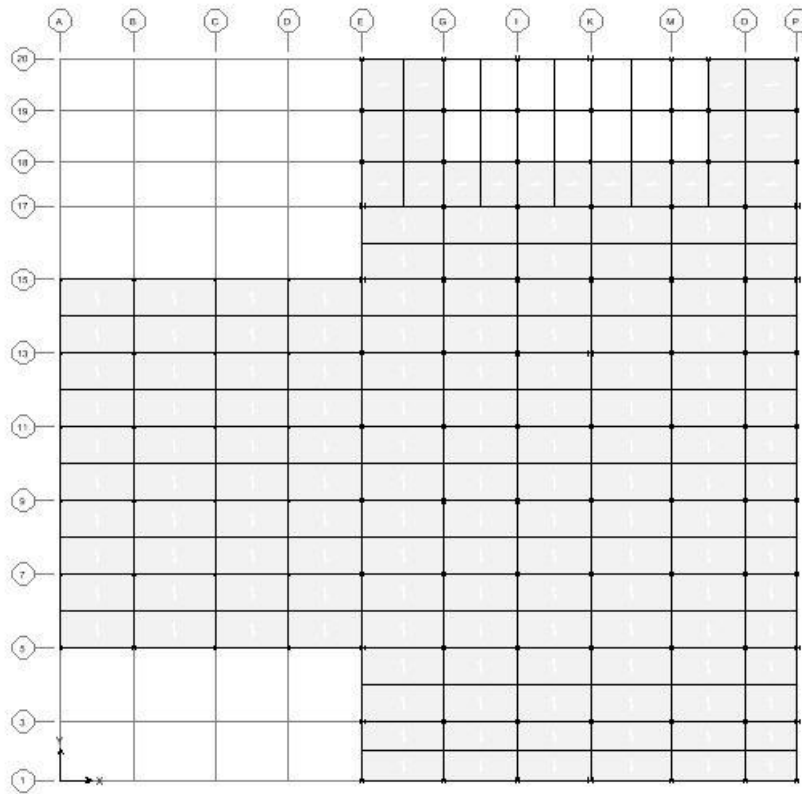


**Εικόνα 25:** Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος

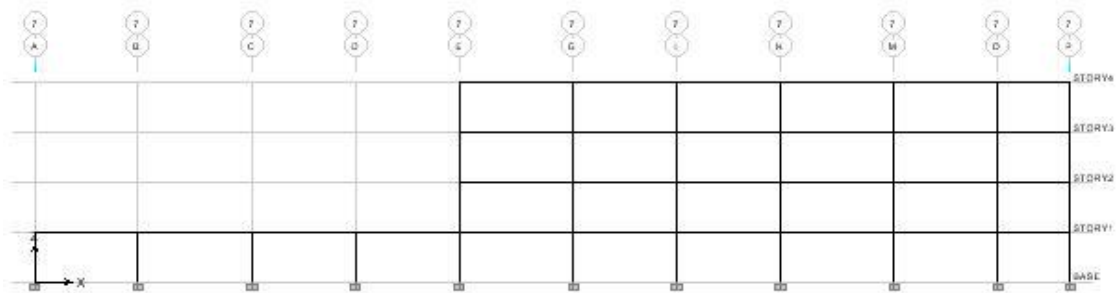
### **2.5.1.2 Μη κανονικό κτήριο**

Στο υπό μελέτη προσομοίωμα, λόγω της διάταξης που έχει επιλεχθεί μπορεί να οριστεί ορθογωνικός κάναβος για την τοποθέτηση όλων των δομικών στοιχείων.

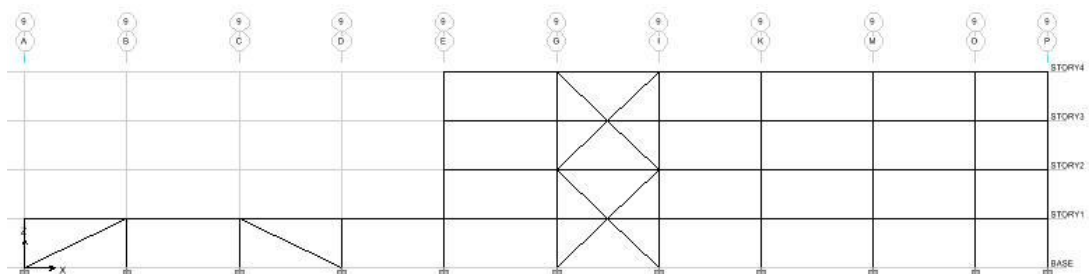
Τα γενικά χαρακτηριστικά παρέμειναν τα ίδια με μόνη αλλαγή την τοποθέτηση επιπλέον υποστυλωμάτων (εικόνα 27), δοκών και χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας (εικόνα 28) στην περιοχή της προέκτασης.



**Εικόνα 26:** Κάτοψη α' ορόφου

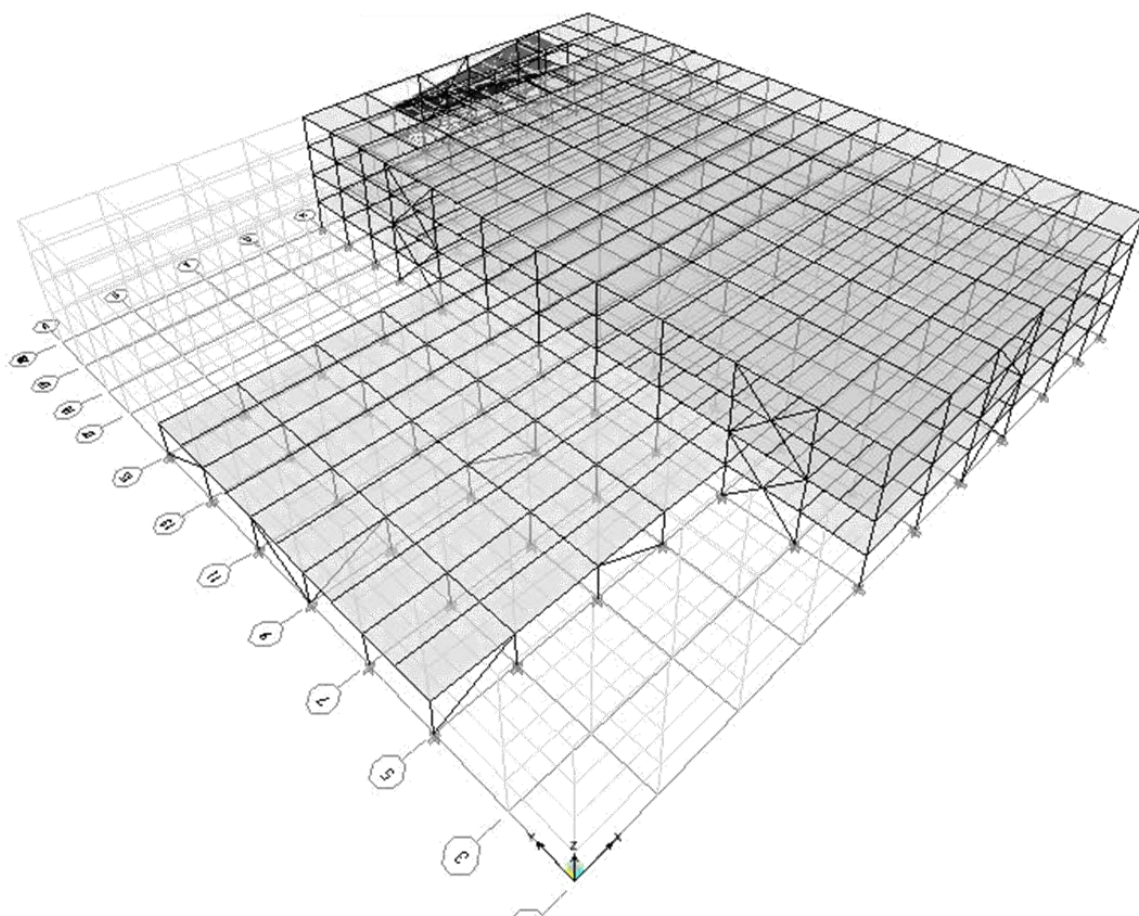


**Εικόνα 27:** Υποστυλώματα πλαισίων στην περιοχή της προέκτασης



**Εικόνα 28:** Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη εγκάρσια έννοια στην περιοχή της προέκτασης





**Εικόνα 29:** Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος

### 2.5.2 Ιδιότητες υλικών και τύποι διατομών

Ο ορισμός των υλικών γίνεται μέσω της εισαγωγής των τιμών των εξής ιδιοτήτων:

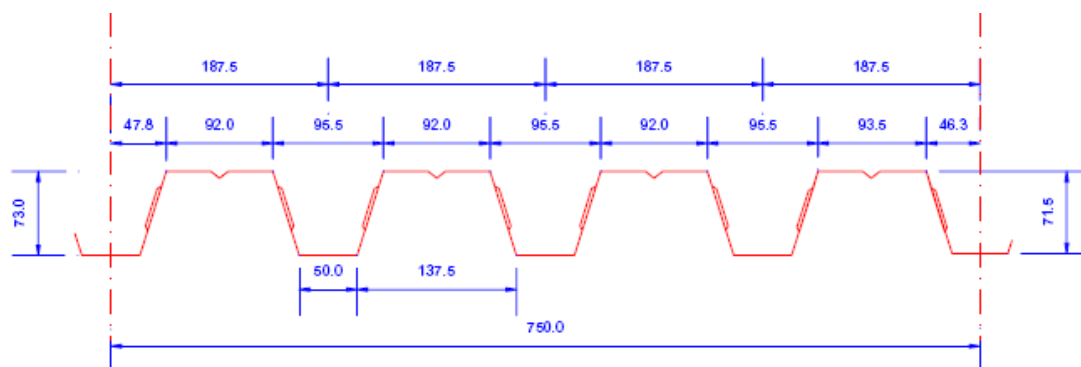
- **Χάλυβας:** πυκνότητα, βάρος κατ' όγκο, μέτρο ελαστικότητας, λόγος του Poisson, συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας, όριο διαρροής, όριο θραύσης, κόστος ανά μονάδα βάρους.
- **Σκυρόδεμα:** πυκνότητα, βάρος κατ' όγκο, μέτρο ελαστικότητας, λόγος του Poisson, συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας, αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη και όριο διαρροής του χάλυβα σκυροδέματος.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχθηκε δομικός χάλυβας S355, σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβας σκυροδέματος B500C.

Μόλις οριστεί η γεωμετρία του φορέα και οι ιδιότητες των υλικών, ακολουθεί ο καθορισμός του τύπου των διατομών για κάθε δομικό στοιχείο. Με αυτή τη διαδικασία ορίζουμε στο πρόγραμμα μία λίστα διατομών από τις οποίες θα γίνεται η επιλογή για το εκάστοτε υπό διαστασιολόγηση στοιχείο. Σκοπός είναι να περιορίσουμε τον υπολογιστικό χρόνο και τον αριθμό των επαναλήψεων που απαιτούνται για τη σύγκλιση σχεδιασμού- ανάλυσης.

Επομένως, για τα υποστυλώματα έχουν οριστεί πρότυπες διατομές HEA, HEB και HEM. Για όλες τις δοκούς η επιλογή γίνεται μέσω διατομών IPE, ενώ για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας μέσω 2U.

Επίσης, η διατομή της πλάκας αποτελείται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα, συνολικού πάχους 14cm. Το χαλυβδόφυλλο είναι προφίλ τύπου SYMDECK 73, όπως φαίνεται στο σχήμα 12. Τα δυνατά πάχη που μπορούν να επιλεγθούν, τα υπόλοιπα αδρανειακά μεγέθη καθώς και το βάρος τους δίνονται στους πίνακες 8 και 9.



Σχήμα 15: Διατομή χαλυβδόφυλλου

Πίνακας 8: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου ανά φάτνωμα (0,75m)

<b>t (mm)</b>	0,75	0,80	1,00
<b>G (kg/m)</b>	7,36	7,85	9,81
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	9,57	10,15	12,72
<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	82,51	88,00	110,42
<b>w<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	20,68	22,11	27,74



**Πίνακας 9:** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο

<b>t (mm)</b>	0,75	0,80	1,00
<b>G (kg/m)</b>	9,81	10,47	13,08
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	12,76	13,53	16,96
<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	110,01	117,33	147,22
<b>w<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	27,57	29,48	36,99

Από τους πίνακες έχει εξαιρεθεί το πάχος των 1,25mm καθώς πάχη μεγαλύτερα του 1mm καταπονούν ιδιαίτερα τα κύλιστρα και γι' αυτό δεν προτιμώνται.

Οι παράμετροι που απαιτούνται για τον έλεγχο της διάτμησης δίνονται από τον κατασκευαστή ως εξής:  $m=90,83\text{MPa}$  και  $k=0,0144\text{MPa}$ .

Οι αντοχές του χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 δίνονται από τον κατασκευαστή σε μορφή πίνακα, με βάση το πάχος της πλάκας σκυροδέματος και το άνοιγμα της πλάκας για το κάθε πάχος χαλυβδόφυλλου (πίνακας 10).

**Πίνακας 10:** Μέγιστες τιμές ωφέλιμου φορτίου για  $t=0,75\text{mm}$

Πάχος Πλάκας $h_c(m)$	Άνοιγμα L(m)																			
	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50	
0.13	26.22	20.58	16.82	12.06	8.85	6.64	5.06	3.88	2.98	2.28	1.72	1.26	0.89	0.58						
0.14	28.14	22.07	18.02	13.44	9.87	7.40	5.64	4.32	3.32	2.54	1.91	1.41	0.99	0.65						
0.15	30.00	23.54	19.21	14.82	10.88	8.17	6.22	4.77	3.66	2.80	2.11	1.55	1.10	0.71						
0.16	31.89	24.98	20.37	16.02	11.89	8.93	6.80	5.21	4.00	3.06	2.31	1.70	1.20	0.78						
0.17	33.72	26.40	21.52	17.58	12.90	9.69	7.37	5.66	4.35	3.32	2.51	1.85	1.30	0.85						
0.18	35.52	27.79	22.64	18.96	13.93	10.45	7.95	6.10	4.69	3.58	2.70	1.99	1.41	0.92	0.51					
0.19	37.28	29.16	23.74	19.87	14.93	11.21	8.53	6.55	5.03	3.85	2.90	2.14	1.51	0.99	0.55					
0.20	39.02	30.50	24.82	20.77	15.94	11.97	9.11	6.99	5.37	4.11	3.10	2.28	1.61	1.06	0.59					

Πίνακας 11: Μέγιστες τιμές ωφέλιμου φορτίου για  $t=0,80\text{mm}$

Πάχος Πλάκας $h_c(m)$	Άνοιγμα L(m)																		
	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	26.75	21.00	17.17	12.85	9.46	7.12	5.442	4.20	3.25	2.50	1.91	1.43	1.04	0.71					
0.14	28.67	22.49	18.37	14.32	10.54	7.93	6.066	4.68	3.62	2.79	2.13	1.60	1.16	0.80					
0.15	30.55	23.95	19.55	15.79	11.62	8.75	6.689	5.16	3.99	3.08	2.35	1.76	1.28	0.88	0.54				
0.16	32.41	25.39	20.72	17.26	12.70	9.56	7.313	5.64	4.36	3.37	2.57	1.93	1.40	0.96	0.59				
0.17	34.23	26.81	21.86	18.32	13.78	10.38	7.936	6.12	4.74	3.66	2.79	2.10	1.52	1.05	0.64				
0.18	36.02	28.20	22.98	19.25	14.86	11.19	8.56	6.60	5.11	3.94	3.01	2.26	1.64	1.13	0.70				
0.19	37.79	29.56	24.08	20.16	15.94	12.01	9.183	7.08	5.48	4.23	3.23	2.43	1.76	1.21	0.75				
0.20	39.52	30.9	25.16	21.05	17.03	12.82	9.807	7.57	5.86	4.52	3.45	2.59	1.89	1.30	0.80				

Πίνακας 12: Μέγιστες τιμές ωφέλιμου φορτίου για  $t=1,00\text{mm}$

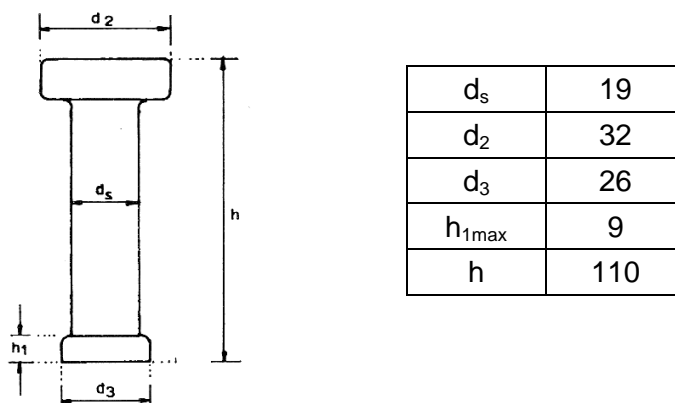
Πάχος Πλάκας $h_c(m)$	Άνοιγμα L(m)																		
	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	28.77	22.62	18.51	15.58	12.2	9.31	7.21	5.66	4.47	3.54	2.81	2.21	1.72	1.31	0.97	0.68			
0.14	30.68	24.09	19.71	16.57	13.6	10.38	8.04	6.31	4.98	3.95	3.13	2.47	1.92	1.47	1.09	0.76			
0.15	32.55	25.55	20.88	17.55	15.03	11.44	8.87	6.96	5.50	4.36	3.46	2.72	2.12	1.62	1.20	0.84	0.54		
0.16	34.39	26.98	22.03	18.50	15.9	12.51	9.69	7.61	6.01	4.77	3.78	2.98	2.32	1.77	1.32	0.93	0.59		
0.17	36.20	28.38	23.16	19.44	16.6	13.58	10.52	8.26	6.53	5.18	4.10	3.24	2.52	1.93	1.43	1.01	0.65		
0.18	37.98	29.76	24.28	20.36	17.4	14.64	11.35	8.91	7.04	5.59	4.43	3.49	2.72	2.08	1.55	1.09	0.70		
0.19	39.73	31.11	25.37	21.26	18.2	15.71	12.18	9.56	7.56	6.00	4.75	3.75	2.92	2.24	1.66	1.17	0.75		
0.20	41.45	32.44	26.44	22.15	18.9	16.43	13.01	10.2	8.07	6.4	5.08	4.00	3.12	2.39	1.78	1.25	0.81		

	Απαιτείται μια ενδιάμεση υποστυλωση
	Απαιτούνται δύο ενδιάμεσες υποστυλώσεις

όπου :

Με βάση τα παραπάνω επιλέχθηκε χαλυβδόφυλλο πάχους 0,75mm που μπορεί να φέρει ωφέλιμο φορτίο  $5,64\text{kN/m}^2$  για πάχος πλάκας 0,14m και για άνοιγμα 2,50m. Όπως θα αναλυθεί στη συνέχεια μια τέτοια επιλογή καλύπτει τις απαιτήσεις του συγκεκριμένου προσομοιώματος και το μέγεθος της φόρτισης που δέχεται το κάθε κατάστρωμα.

Τέλος ορίζονται οι ιδιότητες των διατμητικών ήλων. Εδώ επιλέχθηκαν διατμητικοί ήλοι διαμέτρου  $\Phi 19$ , ύψους 11cm και ποιότητας S235.



**Σχήμα 16:** Διαστάσεις διαμητικού ήλου (mm)

### 2.5.3 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων

Το τρίτο βήμα είναι ο καθορισμός των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή. Αρχικά ορίζονται τα είδη των φορτίσεων και στη συνέχεια προσδιορίζονται οι ονομαστικές τιμές τους. Τέλος, οι διάφορες φορτίσεις συνδυάζονται μεταξύ τους με ανάλογους συντελεστές ασφαλείας ώστε να ελεγχθεί η κατασκευή υπό όλους τους απαραίτητους, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0, συνδυασμούς.

Εδώ ορίστηκαν οι εξής κατηγορίες φορτίων:

- Μόνιμα φορτία (G), ως τα φορτία λόγω ίδιου βάρους των δομικών στοιχείων. Αυτά υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλογα με τις διατομές που έχουν επιλεγθεί για την εκάστοτε επανάληψη της ανάλυσης που εκτελείται, με βάση τις ιδιότητες των υλικών όπως έχουν εκ των προτέρων οριστεί.
- Πρόσθετα μόνιμα (SDEAD), ως οι φορτίσεις από τα στηθαία που εισήχθησαν εκ των υστέρων περιμετρικά της κατασκευής και στις άκρες των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας. Άλλα πρόσθετα μόνιμα δεν υπάρχουν εφ' όσον η επιφάνεια των ορόφων δεν ασφαλοστρώθηκε, ούτε τοποθετήθηκαν άλλες εγκαταστάσεις. Αποφασίστηκε ότι θα τοποθετηθούν στηθαία από ωπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 0,12m και ύψους 0,50m. Έτσι η φόρτιση που προέκυψε είναι γραμμική και ισούται με 1,50kN/m.
- Κινητά φορτία (Q), ως τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή από την κίνηση και στάθμευση των οχημάτων στους ορόφους. Η τιμή αυτού του φορτίου ορίζεται στα 2,50 kN/m<sup>2</sup> και θεωρείται υπέρ της ασφαλείας ομοιόμορφη σε όλη την επιφάνεια του ορόφου και των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας, λαμβάνοντας

την υποθετική περίπτωση πλήρους κορεσμού όλων των επιφανειών από οχήματα.

- Φορτία κρούσης (accidental). Το φορτίο αυτό υπολογίστηκε βάσει του Ευρωκώδικα 1 για τυχηματικές δράσεις. Ο έλεγχος δεν έγινε μέσω του προγράμματος αλλά ελέγχθηκαν με το χέρι, υπέρ της ασφαλείας ένα υποστύλωμα με τη μέγιστη εκμετάλλευση της διατομής. Σε αυτό ασκήθηκαν συγκεντρωμένα φορτία  $F_x=50\text{kN}$  και  $F_y=25\text{kN}$  στις υποθετικές θέσεις σύγκρουσης (όπου x η διεύθυνση κίνησης του οχήματος και y η εγκάρσια). Εκτενώς τα αποτελέσματα του ελέγχου αυτού παρατίθενται μετά την ανάλυση.
- Σεισμικά Φορτία (Xspectra, Yspectra). Τα φορτία αυτά υπολογίστηκαν βάσει του φάσματος του Ευρωκώδικα 8, με χρήση της δυναμικής φασματικής μεθόδου όπως εφαρμόζεται από το πρόγραμμα. Η κατασκευή βρίσκεται σε Ζώνη II σεισμικής επικινδυνότητας, άρα  $a_g=0,24g$ , το έδαφος είναι κατηγορίας B, δηλαδή  $S=1,2$ ,  $T_B=0,15\text{sec}$ ,  $T_C=0,50\text{sec}$  και  $T_D=2,00\text{sec}$ . Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης λήφθηκε ίσως με τη μονάδα καθώς θεωρήθηκε η ιξώδης απόσβεση ίση με 5%. Ο συντελεστής σπουδαιότητας λήφθηκε ίσος με τη μονάδα αφού αναφερόμαστε σε συνήθεις κατασκευές.

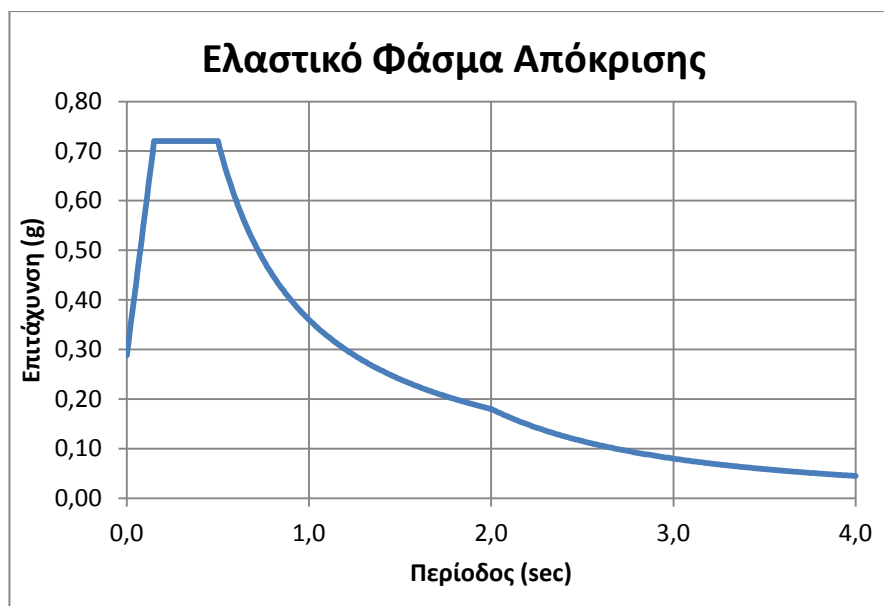
Στα κτήρια που υπάρχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου X επιτρέπεται να ληφθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ίσος με 4. Αν το κτήριο δεν είναι κανονικό καθ' ύψος τότε πρέπει να μειωθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά 20%. Έτσι στο κανονικό κτήριο θεωρήθηκε  $q=4$  ενώ στο μη κανονικό  $q=3,20$ . Στο πρόγραμμα εισήχθησαν έτοιμα τα φάσματα σχεδιασμού διαιρώντας το ελαστικό φάσμα με το συντελεστή συμπεριφοράς. Το ελαστικό φάσμα προέκυψε σύμφωνα με τις εξισώσεις που υπάρχουν στον Ευρωκώδικα:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$



Σχήμα 17: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Όπου  $\psi_{E,i}$  είναι ο συντελεστής συνδυασμού για την μεταβλητή δράση  $i$ , ο οποίος προκύπτει από την ακόλουθη έκφραση:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

με  $\varphi=1,0$  για τις κατηγορίες D-F

Ορίζονται οι παρακάτω συνδυασμοί φόρτισης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (\text{EN 1990:2002 §6.4.3.2})$$

Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990:2002 §6.4.3.3})$$

Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990:2002 §6.4.3.4})$$

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990:2002 §6.5.3})$$

Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990:2002 §6.5.3})$$

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990:2002 §6.5.3})$$

Τα σύμβολα των συνδυασμών είναι τα εξής:

$G_{k,i}$  Χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$Q_{k,1}$  Χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$G_{k,j}$	Χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων $i$ που συνυπάρχουν
$A_d$	Τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$A_{Ed}$	Τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μόνιμη δράση $j$
$\gamma_{Q,i}$	Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μεταβλητή δράση $i$
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	Συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Στη συγκεκριμένη περίπτωση που μελετάται, ισχύουν τα παρακάτω:

Ως προς τους συντελεστές ασφαλείας:

$\gamma_{G,j} = 1,35$	Για δυσμενή δράση
$\gamma_{G,j} = 1,35$	Για ευμενή δράση
$\gamma_{Q,1} = 1,50$	Όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)
$\gamma_{Q,j} = 1,50$	Όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

Ως προς τους συντελεστές  $\psi_i$ :

Δράσεις (EN 1990:2002 Annex A1 Table A1.1)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_3$
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων Βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6

Έτσι με βάση τις φορτίσεις που προσδιορίστηκαν προηγουμένως, το υπό μελέτη κτήριο υποβάλλεται στους εξής συνδυασμούς φορτίσεων:


- $1,35 \cdot G + 1,35 \cdot SDEAD + 1,50 \cdot Q$
- $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot SDEAD + 0,60 \cdot Q + 1,00 \cdot X_{spectra}$
- $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot SDEAD + 0,60 \cdot Q + 1,00 \cdot Y_{spectra}$
- $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot SDEAD + 1,00 \cdot Q$
- $1,00 \cdot Q$

Να σημειωθεί εδώ ότι ως διεύθυνση  $\chi$  του φορέα ορίζεται η μικρή πλευρά του κτηρίου ενώ  $y$  η διαμήκης διεύθυνση του κτηρίου.

#### 2.5.4 Διακριτοποίηση στοιχείων

Το πρόγραμμα αυτομάτως διακριτοποιεί τα επιφανειακά στοιχεία στα οποία έχουν προσδοθεί ιδιότητες πλάκας ή εν γένει καταστρώματος (slab or deck properties) μόνο για τη φάση της ανάλυσης, όπως απαιτείται. Υπάρχουν αρκετές επιλογές για τον τρόπο με τον οποίο θα γίνει η αυτόματη διακριτοποίηση. Μία από τις επιλογές είναι η διακριτοποίηση των επιφανειών στις θέσεις τομής τόσο με τον κάνναβο της διακριτοποίησης όσο και με τα γραμμικά στοιχεία του φορέα (δοκοί). Ο χρήστης ωστόσο έχει τη δυνατότητα να ορίσει ο ίδιος τον τρόπο της διακριτοποίησης απενεργοποιώντας την διαδικασία της αυτόματης διακριτοποίησης.

Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα η διακριτοποίηση δεν έγινε αυτόματα αλλά ως εξής:

- Οι οριζόντιες επιφάνειες σχηματίστηκαν με την επιλογή «create areas at click» (  ) η οποία επιτρέπει τον σχεδιασμό επιφανειακών στοιχείων ανάμεσα στην επιφάνεια δύο ή περισσότερων ορατών γραμμών του γεωμετρικού καννάβου του προσομοιώματος. Έτσι η επιφάνεια του κάθε ορόφου έχει, μ' αυτό τον τρόπο, διακριτοποιηθεί εκ των προτέρων, από την ίδια τη φάση του σχεδιασμού της στο προσομοίωμα.
- Οι κεκλιμένες επιφάνειες διακριτοποιήθηκαν στις θέσεις τομής τους με τις ορατές γραμμές του γεωμετρικού καννάβου του προσομοιώματος, οι οποίες ταυτίζονται και με τις θέσεις ύπαρξης υποστυλωμάτων.

## 2.6 Ανάλυση

Εφ' όσον εκτελέστηκαν τα άνω βήματα το προσομοίωμα είναι σε θέση να ξεκινήσει την ανάλυση του φορέα λαμβάνοντας όλα τα άνω δεδομένα υπόψη του.

Το πρόγραμμα όπως προαναφέρθηκε υποβάλλει το κάθε στοιχείο στους απαραίτητους ελέγχους και καταλήγει στην καταλληλότερη διατομή. Οι έλεγχοι αυτοί για το κάθε μέλος είναι ονομαστικά οι εξής:

- Δοκοί: Ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη, σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.



- Υποστυλώματα: Ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη, σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.
- Χιαστί σύνδεσμοι: Ελέγχθηκαν σε λυγισμό και σε μονοαξονικό εφελκυσμό.

Για τα μεταλλικά στοιχεία, ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των μελών γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Για τα εφελκυόμενα και τα θλιβόμενα μέλη εκτελείται έλεγχος αντοχής των διατομών. Τα θλιβόμενα μέλη ωστόσο ελέγχονται και σε αντοχή έναντι καθολικού λυγισμού, καθώς η ύπαρξη θλιπτικής δύναμης ευνοεί την εμφάνιση φαινομένων αστάθειας. Τα καμπτόμενα μέλη ελέγχονται σε αντοχή διατομών, σε αντοχή έναντι καμπτικού, πλευρικού, στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, έναντι λυγισμού πελμάτων και έναντι κύρτωσης του κορμού τους. Συνολικά τα πλαίσια πρέπει να ελέγχονται σε αντοχή διατομών, μελών και συνδέσεων. Επίσης πρέπει να εξετάζεται η στατική και δυναμική ευστάθεια και ισορροπία τους.

Για τα σύμμικτα στοιχεία η ανάλυση γίνεται με τον αντίστοιχο αμερικάνικο κανονισμό AISC-ASD01. Αυτός επιλέχθηκε διότι είναι ο πιο σύγχρονος κανονισμός που περιλαμβάνεται στο πρόγραμμα. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα δεν περιέχει τον Ευρωκώδικα 4. Ωστόσο, τα εξαγόμενα αποτελέσματα ελέγχθηκαν, ενδεικτικά για ορισμένες χαρακτηριστικές δοκούς, ότι ικανοποιούν τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4. Ο έλεγχος έγινε με τη χρήση του προγράμματος Excel. Μετά την παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης παρουσιάζονται και οι ενδεικτικοί έλεγχοι μέσω του λογιστικού φύλλου. Με τον ίδιο τρόπο έγινε και ο καθορισμός του αριθμού των διατμητικών ήλων με τους οποίους εξασφαλίζεται η διατμητική σύνδεση.

Επίσης ο έλεγχος της πλάκας και του χαλυβδόφυλλου δεν εκτελούνται από το πρόγραμμα, Γι' αυτό ελέγχθηκαν και τα δύο με το χέρι και έτσι ώστε να ικανοποιούν τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4. Η μεν πλάκα ελέγχεται με τη βοήθεια του προγράμματος Excel, το δε χαλυβδόφυλλο μέσω των πινάκων που δίνουν οι κατασκευαστές.

## Κεφάλαιο 3<sup>ο</sup> : Παρουσίαση αποτελεσμάτων ανάλυσης

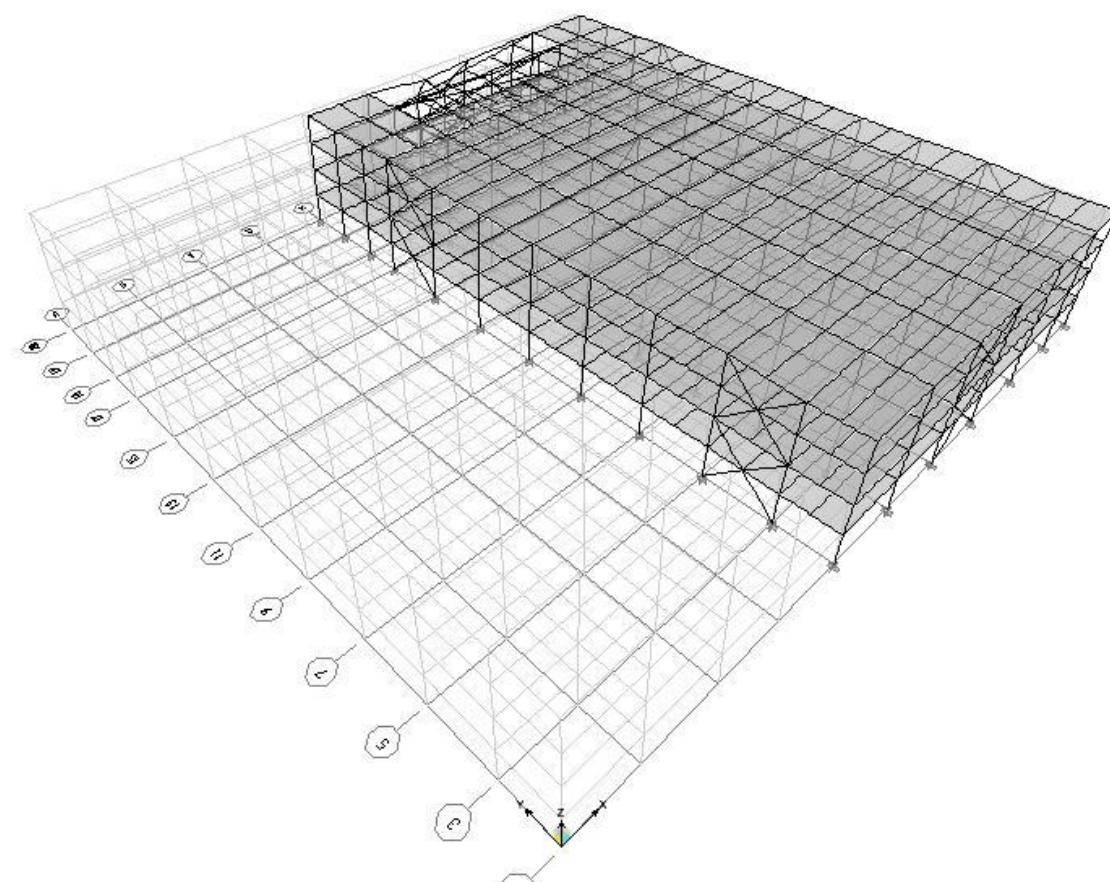
Σε αυτή την ενότητα ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης του φορέα από το πρόγραμμα Etabs, έκδοση 9.1.4.

Η παρουσίαση ακολουθεί την εξής μορφή και για τα δύο κτήρια:

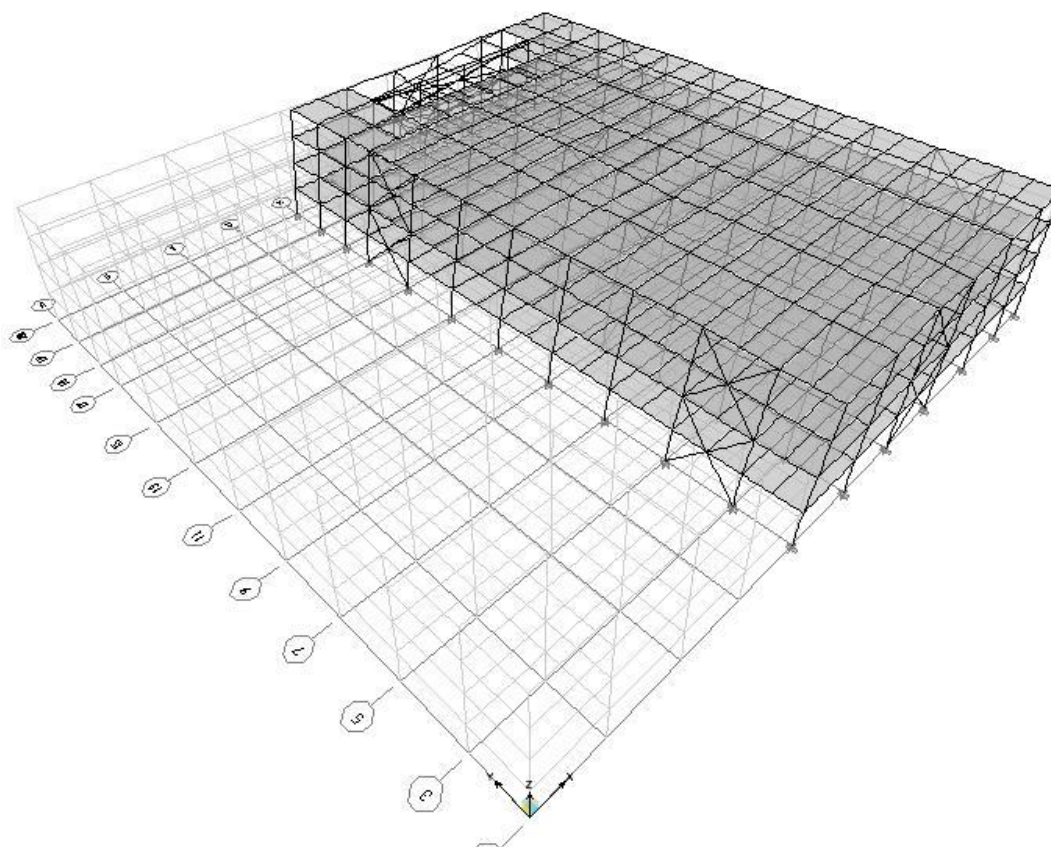
1. Παράθεση των ιδιομορφών της κατασκευής.
2. Παρουσίαση των διατομών που προκύπτουν από την ανάλυση για χαρακτηριστικά μέλη του φορέα και παράθεση αποτελεσμάτων της ανάλυσης με εκείνα τα αριθμητικά δεδομένα που δικαιολογούν την επιλογή των συγκεκριμένων διατομών. Λόγω του όγκου των μελών που απαρτίζουν το φορέα καθίσταται αδύνατη η παράθεση αυτών των δεδομένων για κάθε ένα μέλος ξεχωριστά. Άλλωστε η ομοιομορφία της κατασκευής, με τα τέσσερα πανομοιότυπα επίπεδα, αυτομάτως καθιστά μια τέτοια διαδικασία άνευ νοήματος. Επομένως, τα στοιχεία αυτά θα παρουσιαστούν για ένα μόνο στοιχείο από κάθε χαρακτηριστική ομάδα.

### 3.1 Κανονικό κτήριο

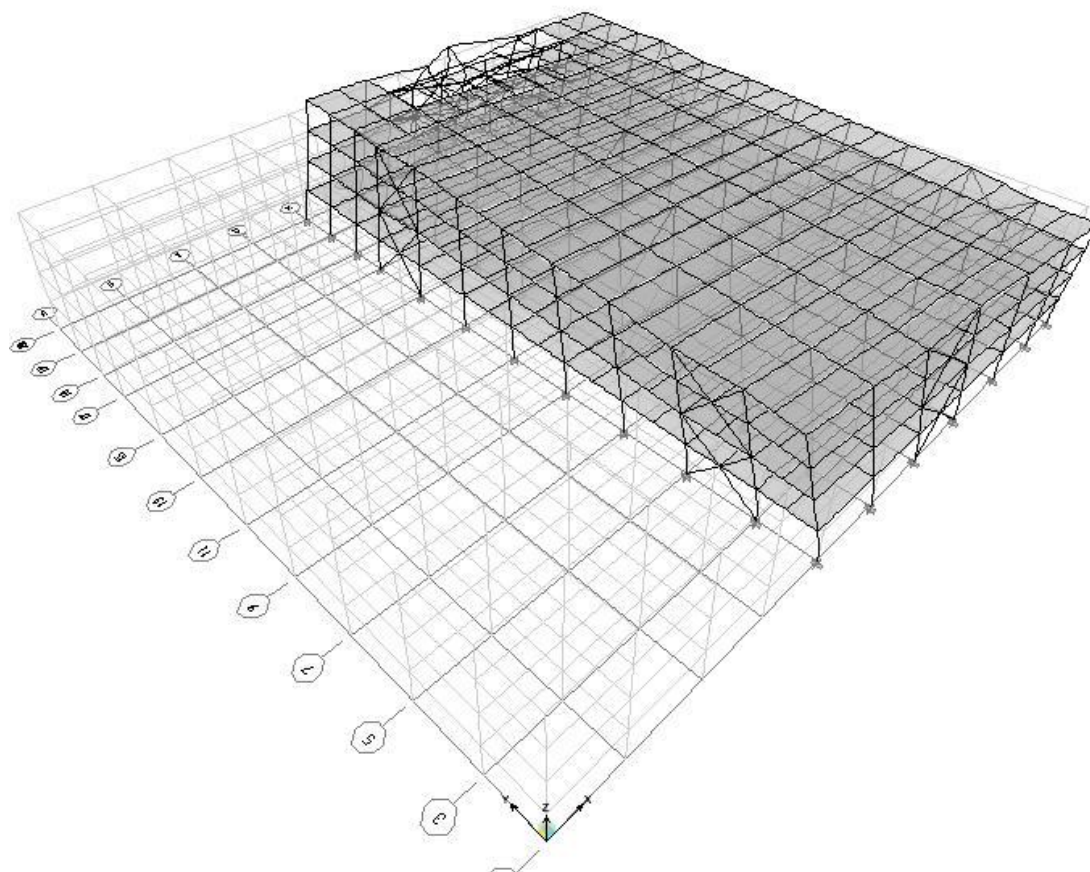
#### 3.1.1 Ιδιομορφές



**Εικόνα 30:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,92\text{sec}$  (κατά  $y$ )

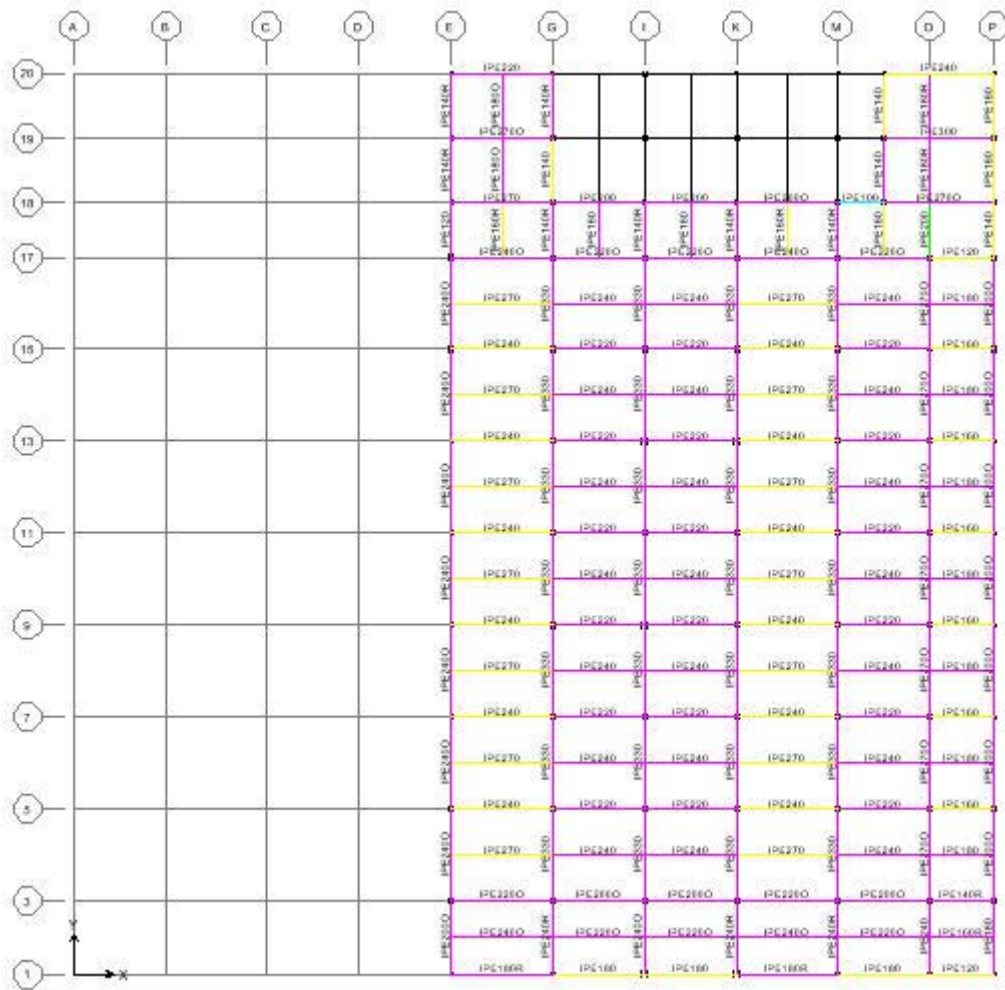


**Εικόνα 31:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,84\text{sec}$  (κατά x)



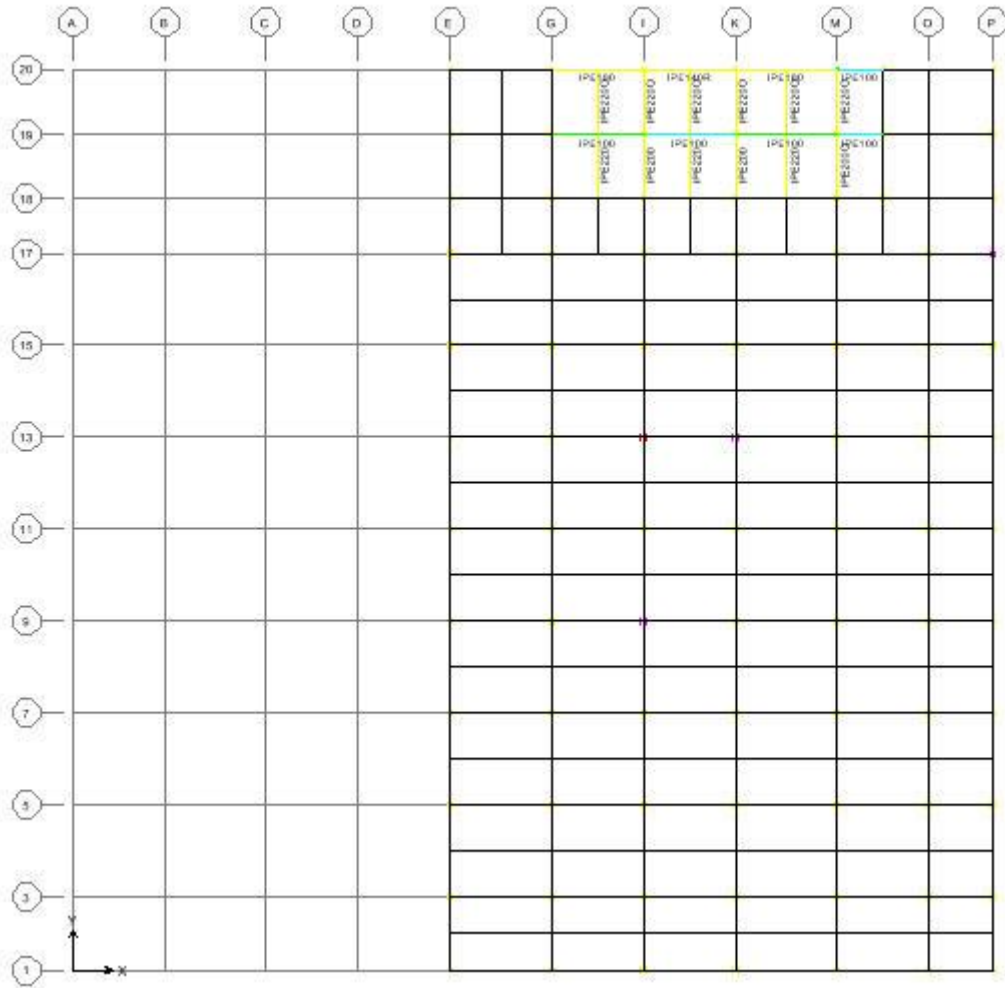
**Εικόνα 32:** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδοπερίοδο  $T=0,57\text{sec}$  (στρεπτική)

### 3.1.2 Διαστασιολόγηση & αριθμητικά δεδομένα

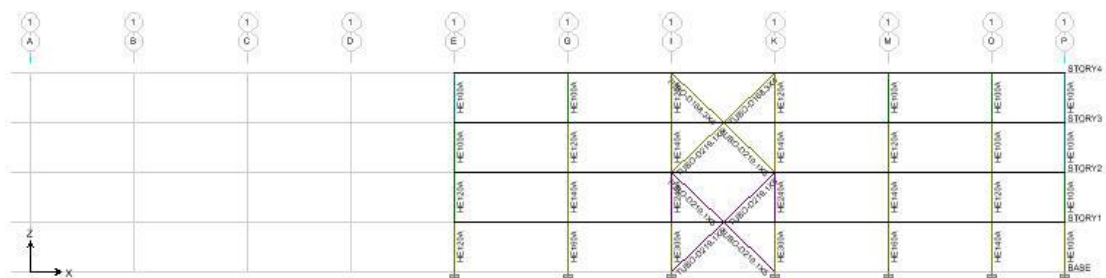


Εικόνα 33: Διατομές σύμμικτων δοκών

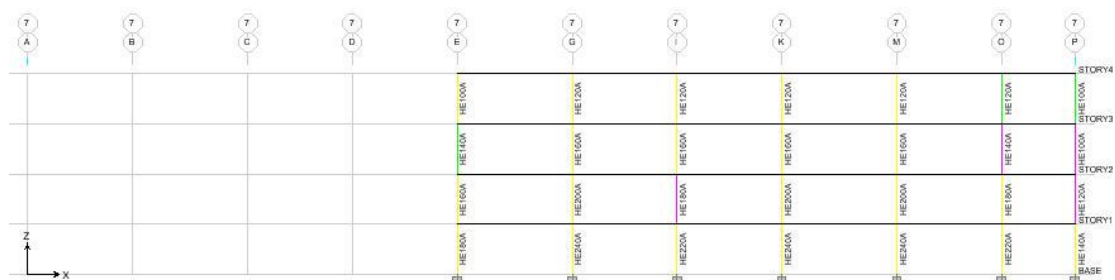




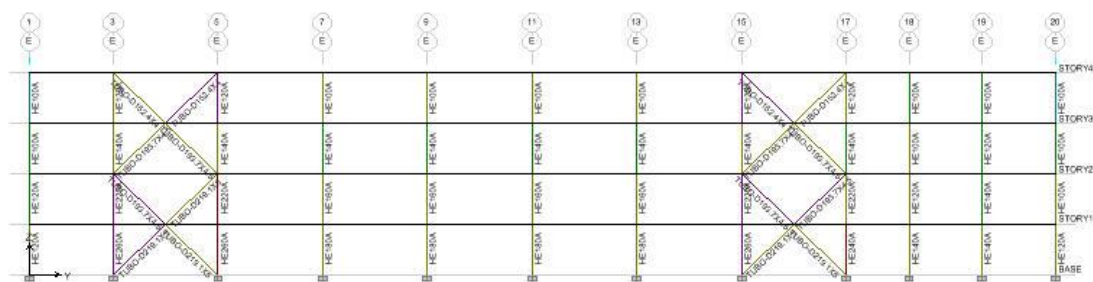
Εικόνα 34: Διατομές μεταλλικών δοκών



Εικόνα 35: Διατομές στοιχείων τομής 1



**Εικόνα 36:** Διατομές στοιχείων τομής 7



**Εικόνα 37:** Διατομές στοιχείων τομής E

Ακολουθούν αναλυτικά οι πίνακες με τα εξαγόμενα αποτελέσματα του προγράμματος που δικαιολογούν και την επιλογή της κάθε διατομής για τα στοιχεία του φορέα. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως η παρουσίαση αυτών των δεδομένων θα γίνει ενδεικτικά για ένα αντιπροσωπευτικό μέλος για κάθε κατηγορία στοιχείων, δηλαδή για μια μεταλλική δοκό, ένα υποστύλωμα και ένα χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας.

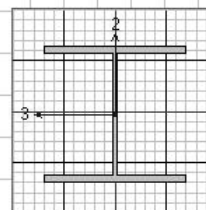
Σε κάθε πίνακα φαίνονται οι ιδιότητες της διατομής που έχει επιλεχθεί, τα εντατικά μεγέθη για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης (συνδυασμός σχεδιασμού) και οι αντίστοιχες αντοχές απομειωμένες όπου πρέπει λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μαζί με τους συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ( $K, L, k, k_{lt}$ ). Δίνεται επίσης ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής ως το άθροισμα των λόγων των εντατικών μεγεθών προς τις αντίστοιχες αντοχές, για τα μεγέθη αξονικής και των ροπών κατά τους δύο άξονες.

Επίσης παρατίθενται και πίνακες με τα στοιχεία που αφορούν την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Πιο συγκεκριμένα, δίνονται τα βέλη για μια σύμμικτη δοκό, καθώς και οι συνολικές μετατοπίσεις των ορόφων υπό δυναμική καταπόνηση (drifts).



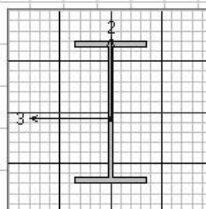
## Μελέτη συμμίκτων κτηρίων προοριζόμενα για χώρους στάθμευσης

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK		Units: KN-m (Summary for Combo and Station)					
Level:	STORY1	Element:	C15	Station Loc:	0,000	Section ID:	HE220A
Element Type:	Moment Resisting Frame	Classification:	Non-Compact				
L=	2,400	A=	0,006	I22=	1,955E-05	I33=	5,410E-05
Wp122=	1,777E-04	Wp133=	5,152E-04	i22=	0,055	i33=	0,092
E=	199947978,80	f <sub>y</sub> =	344737,894	RLLF=	0,400		
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,879 = 0,550 + 0,059 + 0,270							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Combo	COMB3	P	M33	M22	U2	U3	
		-937,424	-8,406	-12,049	3,832	-5,655	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)							
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd		
	937,424	1703,053	2015,150	1944,094	1703,053		
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
Minor Bending	12,049	161,475	161,475	157,857			
Major Bending	K	L	k	klt	C1		
Minor Bending	1,000	0,863	1,132	1,000	1,979		
Major Bending	1,000	0,863	1,247				
SHEAR DESIGN							
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio				
Minor Shear	3,832	265,982	0,014				
	5,655	729,793	0,008				



Εικόνα 38: Εντατικά μεγέθη και διαστασιολόγηση τυπικού υποστυλώματος

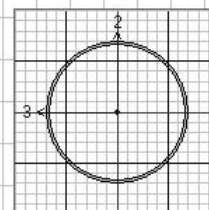
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK		Units: KN-m (Summary for Combo and Station)					
Level:	STORY1	Element:	B281	Station Loc:	1,750	Section ID:	IPE220
Element Type:	Moment Resisting Frame	Classification:	Seismic				
L=	3,500	A=	0,003	I22=	2,050E-06	I33=	2,772E-05
Wp122=	3,727E-05	Wp133=	2,520E-04	i22=	0,025	i33=	0,091
E=	199947978,80	f <sub>y</sub> =	344737,894	RLLF=	1,000		
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,861 = 0,000 + 0,731 + 0,130							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Combo	COMB1	P	M33	M22	U2	U3	
		-0,147	31,133	-2,360	0,012	-1,031	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)							
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd		
	0,147	247,517	1046,750	964,934	247,517		
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
Minor Bending	31,133	89,318	89,318	42,603			
Major Bending	K	L	k	klt	C1		
Minor Bending	2,360	18,208	18,208	1,000	1,000		
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000		
Minor Bending	1,000	1,000	1,001				
SHEAR DESIGN							
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio				
Minor Shear	0,012	234,861	5,188E-05				
	1,031	305,186	0,003				



Εικόνα 39: Εντατικά μεγέθη και διαστασιολόγηση τυπικής μεταλλικής δοκού

## Μελέτη συμμίκτων κτηρίων προοριζόμενα για χώρους στάθμευσης

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)						
Level: STORY1 Element: D66 Station Loc: 1,733 Section ID: TUB0-D219.1X5						
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 2						
L=3,466						
A=0,003 I22=1,928E-05 I33=1,928E-05 Wp122=2,292E-04 Wp133=2,292E-04						
Me122=1,760E-04 Me133=1,760E-04 i22=0,076 i33=0,076						
E=199947978,80 fy=344737,894						
RLLF=1,000						
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,856 = 0,838 + 0,018 + 0,000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
		P	M33	M22	U2	U3
Combo	COMB3	-784,460	0,839	0,000	0,000	0,000
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)						
		Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial		784,460	936,031	1053,958	936,031	936,031
		M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd	
Major Bending		0,839	71,831	71,831	71,831	
Minor Bending		0,000	71,831	71,831		
		K	L	k	k1t	C1
Major Bending		1,000	1,000	1,500	1,000	1,000
Minor Bending		1,000	1,000	1,500		
SHEAR DESIGN						
		V.Sd	V.Rd	Ratio		
Major Shear		0,000	297,285	0,000		
Minor Shear		0,000	297,285	0,000		



Εικόνα 40: Εντατικά μεγέθη και διαστασιολόγηση χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

AISC-ASD01 Composite Beam Design Beam Label: B94 Units: KN-m			
Beam Label: B94	Story: STORY1	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 5,000	Camber: 0,000	b-cp: N/A
Beam: IPE330	Loc X: 31,000	Comparative: \$0,54	t-cp: N/A
Fy: 344737,894	Loc Y: 26,500	Stud Diam.: 0,019	Fy-cp: N/A
Fu: 448159,263	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 1,000	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	b <sub>eff</sub> Left: 0,625	b <sub>eff</sub> Right: 0,625
Dir. Left: Parallel	Dir. Right: Parallel	F <sub>c</sub> Left: 27579,032	F <sub>c</sub> Right: 27579,032
C <sub>top</sub> Left: 0,000	C <sub>top</sub> Right: 0,000	E <sub>c</sub> (S) Left: 26436249,66	E <sub>c</sub> (S) Right: 26436249,66
C <sub>bot</sub> Left: 0,000	C <sub>bot</sub> Right: 0,000	E <sub>c</sub> (D) Left: 24821128,40	E <sub>c</sub> (D) Right: 24821128,40
		E <sub>c</sub> (V) Left: 35688937,0	E <sub>c</sub> (V) Right: 35688937,0
I <sub>s</sub> : 1,177E-04			
I <sub>bare</sub> : 1,177E-04	y <sub>bare</sub> : 0,165		
I <sub>trans</sub> (S): 3,774E-04	y <sub>trans</sub> (S): 0,330	I <sub>eff</sub> (S): 2,536E-04	y <sub>eff</sub> (S): 0,270
I <sub>trans</sub> (D): 3,718E-04	y <sub>trans</sub> (D): 0,327	I <sub>eff</sub> (D): 2,507E-04	y <sub>eff</sub> (D): 0,268
I <sub>trans</sub> (V): 4,424E-04	y <sub>trans</sub> (V): 0,362	I <sub>eff</sub> (V): 4,424E-04	y <sub>eff</sub> (V): 0,362
q: [59,13(1 stud/row), 59,13(2studs/row)]			
Stud Layout: 5, 5			
Seg. Lengths: 2,267, 2,207			
Stud Ratios: 0,132, 0,132			
PCC: 27,40%	Utilization Limit: 1,000		
Overall Ratio: 0,949	Stress Ratio: 0,949	Deflection Ratio: 0,487	

Εικόνα 41: Γενικά στοιχεία τυπικής σύμμικτης δοκού

AISC-ASD01		Composite Beam Design		Beam Label: B94		Units: KN-m		
<b>Moment Design</b> Pmax:0,00 Pmax Combo:NA								
Type	Combo	Location	M	fb	Fb	1/3 Factor	Ratio	Lb
Constr Pos	COMB7	Bot. Flange	72,499	101633,744	206842,737	No	0,491	2,500
Final Pos	COMB1	Bot. Flange	202,472	215895,164	227527,010	No	0,949	0,000
Final Pos	COMB1	Top Flange	202,472	47543,392	227527,010	No	0,209	0,000
Final Pos	COMB1	Web Top	202,472	38362,958	227527,010	No	0,169	0,000
Final Pos	COMB1	Web Bottom	202,472	206714,729	227527,010	No	0,909	0,000
Final Pos	COMB1	Bot. Flange	202,472	215895,164	227527,010	No	0,949	0,000
Final Pos	COMB1	Conc. Left	202,472	1784,617	12410,564	No	0,144	0,000
Final Pos	COMB1	Conc. Right	202,472	1784,617	12410,564	No	0,144	0,000
Final Seq	COMB1	Top Flange	202,472	218878,563	310264,105	No	0,705	0,000
Final Seq	COMB1	Bot. Flange	202,472	265160,417	310264,105	No	0,855	0,000
<b>Shear Design</b>								
Type	Combo	Block	V	fv	Fv	1/3 Factor	Ratio	
Constr Left	COMB7	OK	31,48	8,21	88,96	No	0,092	
Constr Right	COMB7	OK	31,85	8,30	88,96	No	0,093	
Final Left	COMB1	OK	87,04	22,69	88,96	No	0,255	
Final Right	COMB1	OK	88,09	22,96	88,96	No	0,258	
<b>End Reactions</b>								
Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction					
COMB1	87,04	COMB1	88,09					

Εικόνα 42: Έλεγχος αντοχής τυπικής σύμμικτης δοκού

AISC-ASD01		Composite Beam Design		Beam Label: B94		Units: KN-m	
<b>Deflection Design</b>							
Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK	
PreComp DL	No	COMB8	0,009	0,000	0,000	Yes	
Super Load	Yes	COMB5	0,001	0,042	0,033	Yes	
Live Load	Yes	COMB5	0,001	0,014	0,099	Yes	
Total-Camber	Yes	COMB4	0,010	0,021	0,487	Yes	

Εικόνα 43: Έλεγχος λειτουργικότητας τυπικής σύμμικτης δοκού

Πίνακας 13: Μετατοπίσεις ορόφων υπό δυναμική καταπόνηση (drifts)

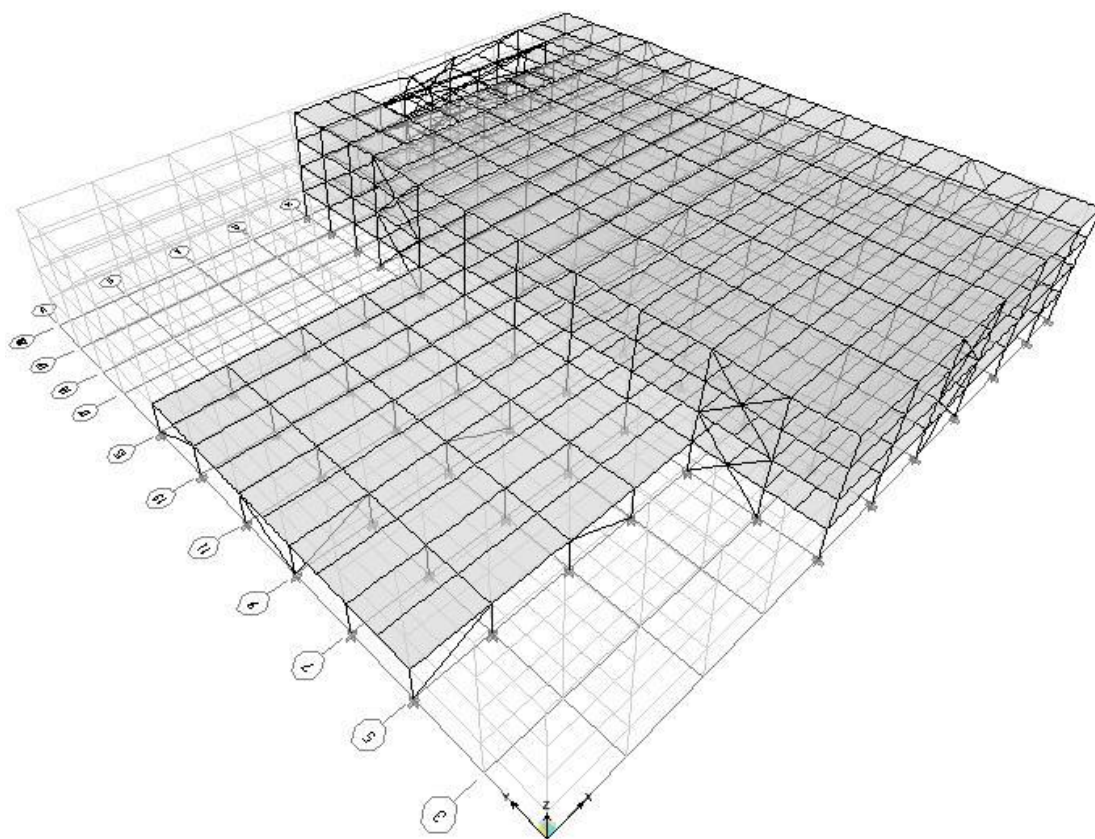
Story	Item	Load	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	COMB2	0,0043	
STORY4	Max Drift Y	COMB2		0,0117
STORY4	Max Drift X	COMB3	0,0015	
STORY4	Max Drift Y	COMB3		0,0220
STORY3	Max Drift X	COMB2	0,0035	
STORY3	Max Drift Y	COMB2		0,0018
STORY3	Max Drift X	COMB3	0,0012	
STORY3	Max Drift Y	COMB3		0,0045
STORY2	Max Drift X	COMB2	0,0039	
STORY2	Max Drift Y	COMB2		0,0019

STORY2	Max Drift X	COMB3	0,0013	
STORY2	Max Drift Y	COMB3		0,0036
STORY1	Max Drift X	COMB2	0,0024	
STORY1	Max Drift Y	COMB2		0,0011
STORY1	Max Drift X	COMB3	0,0008	
STORY1	Max Drift Y	COMB3		0,0024

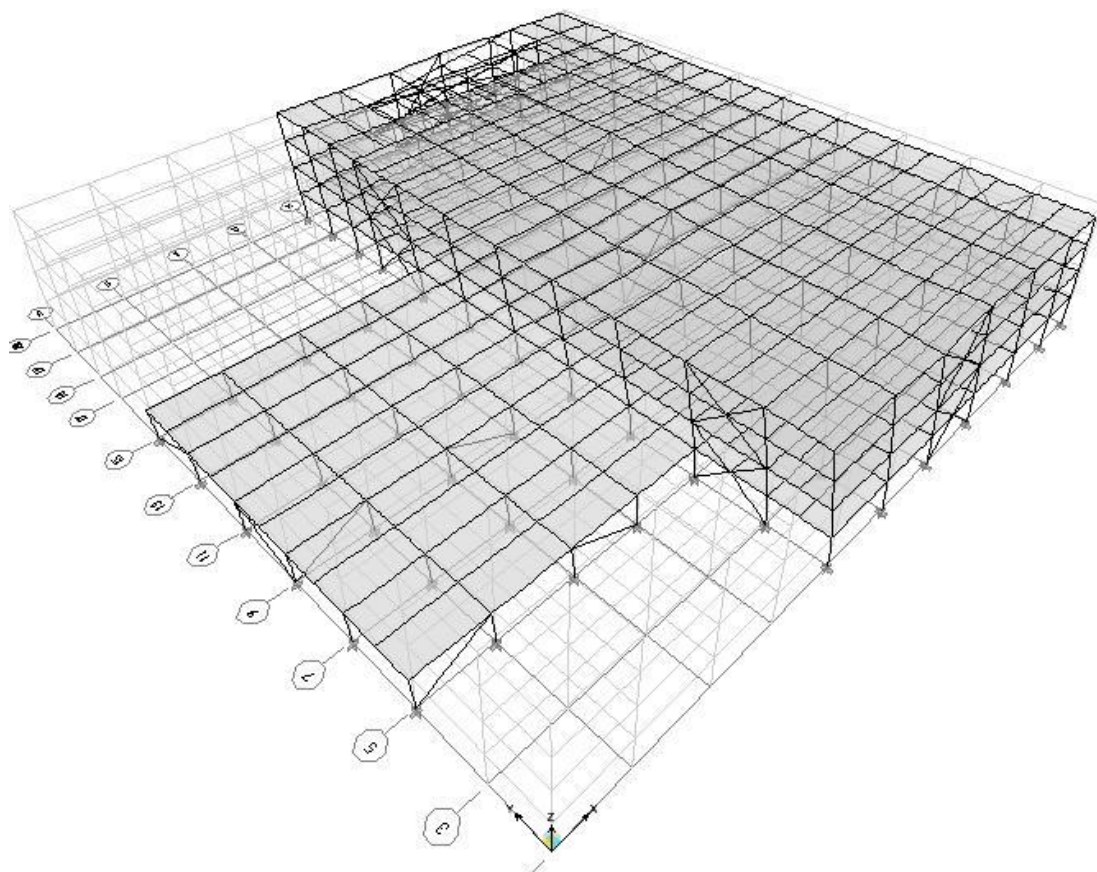
Max drifts	0,0042	0,0220
<b>Μέγιστη ελαστική μετακίνηση ορόφων κατά τις δύο διευθύνσεις (max drift × q) (m)</b>	0,0170	0,0880

## 3.2 Μη κανονικό κτήριο

### 3.2.1 Ιδιομορφές

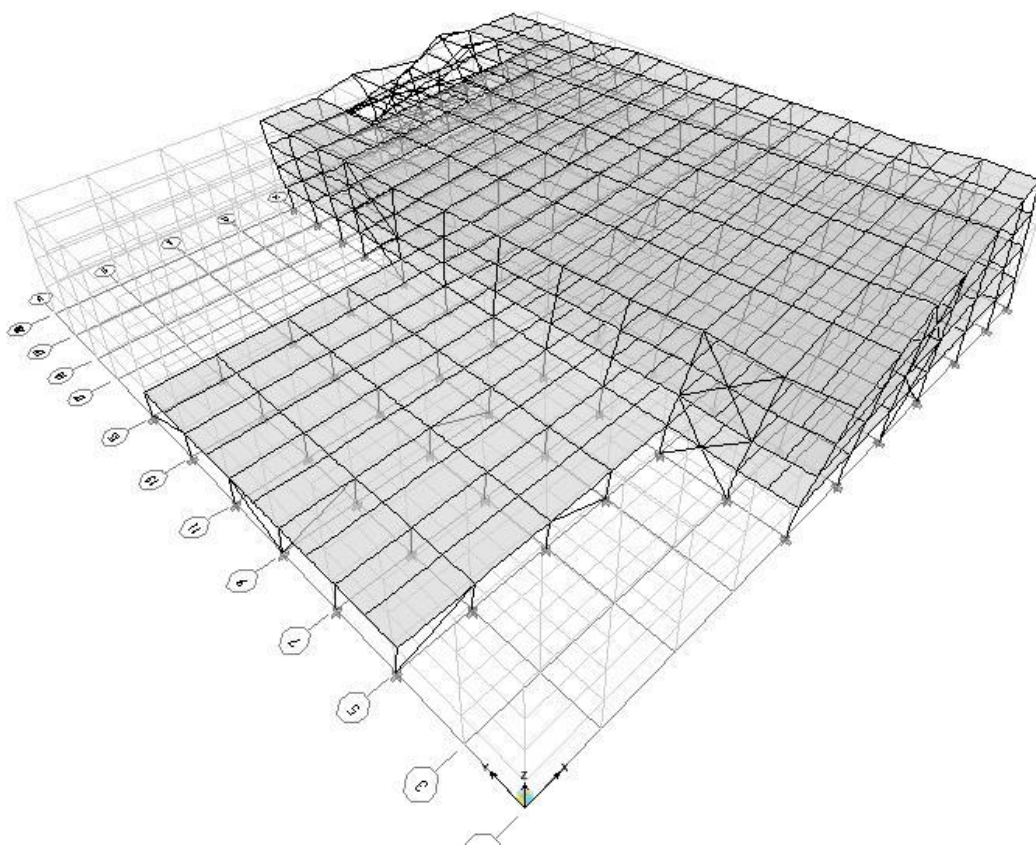


Εικόνα 44: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,81\text{sec}$  (κατά y)



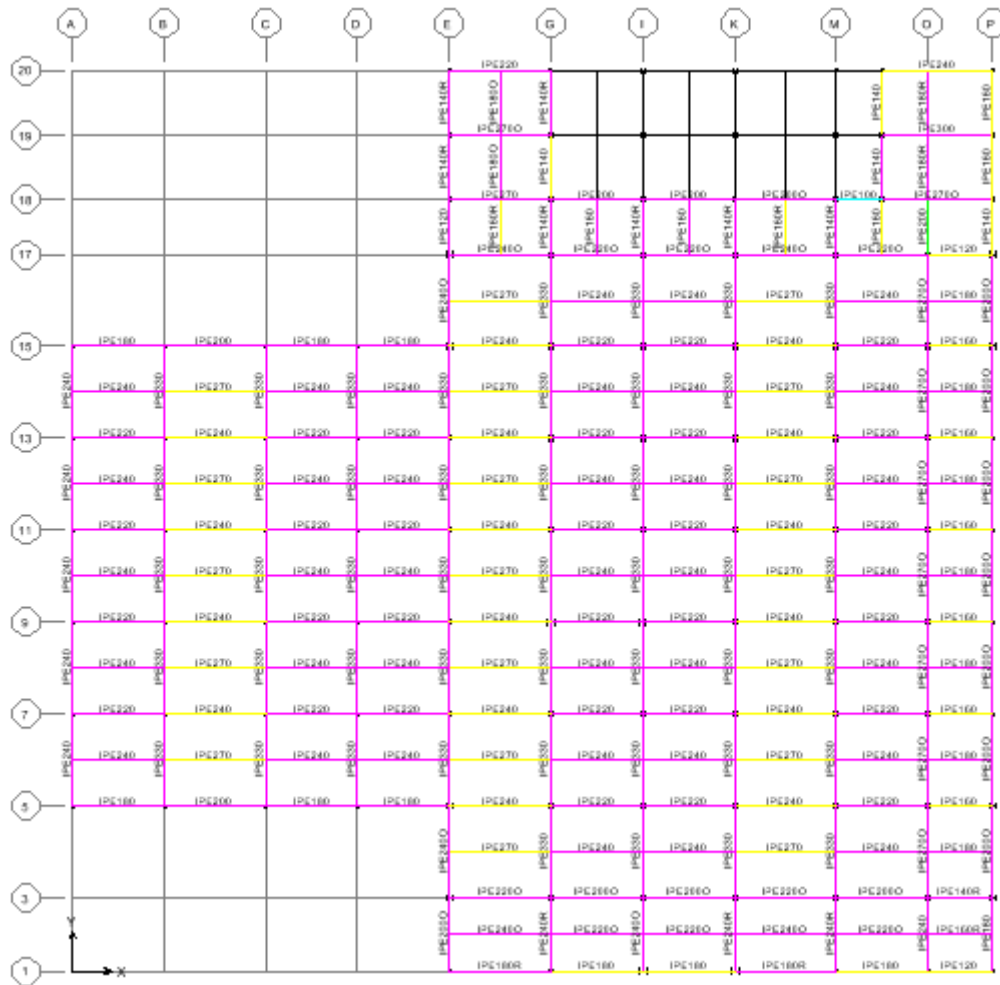
**Εικόνα 45:** 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,73\text{sec}$  (κατά x)



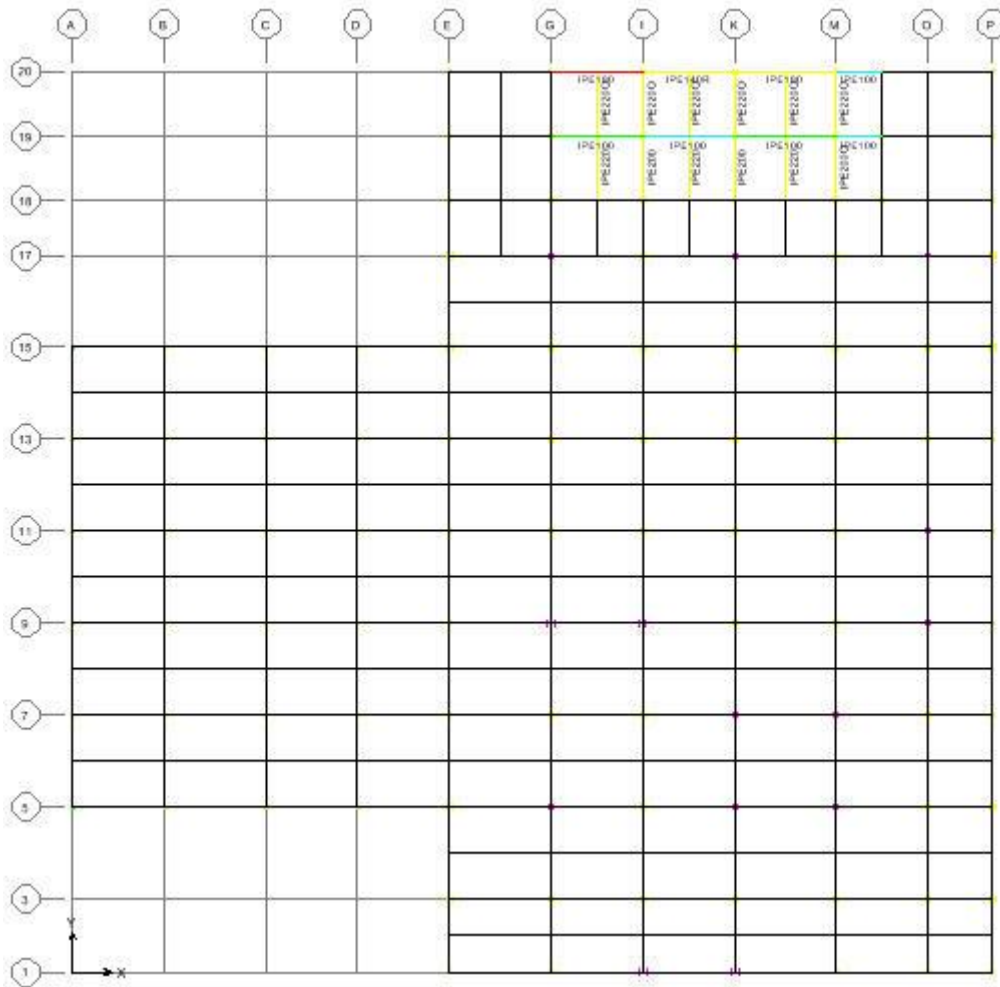


**Εικόνα 46:** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,51\text{sec}$  (στρεπτική)

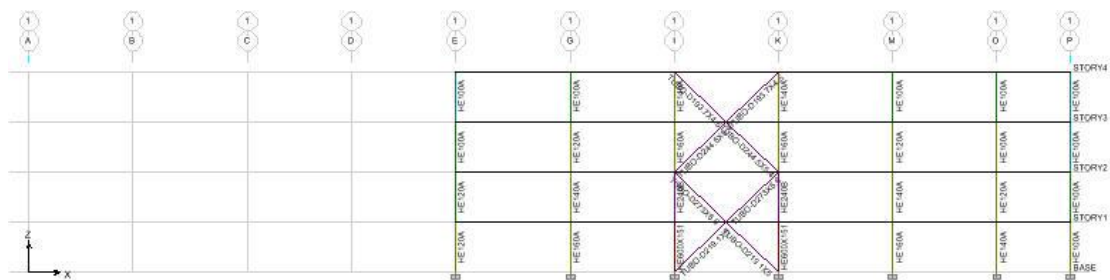
3.2.2 Διαστασιολόγηση & αριθμητικά δεδομένα



Εικόνα 47: Διατομές συμμίκτων δοκών

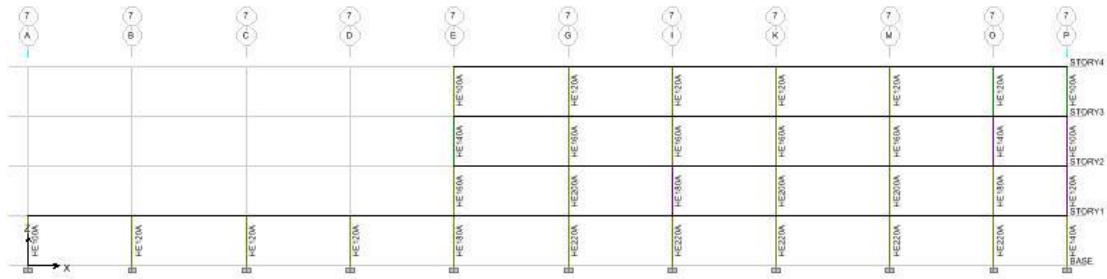


Εικόνα 48: Διατομές μεταλλικών δοκών

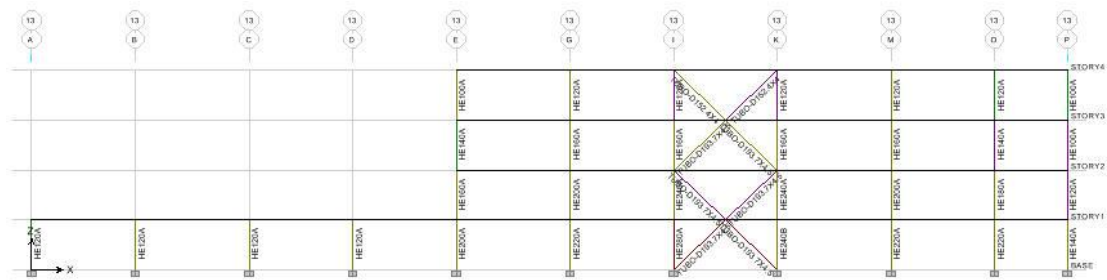


Εικόνα 49: Διατομές στοιχείων τομής 1

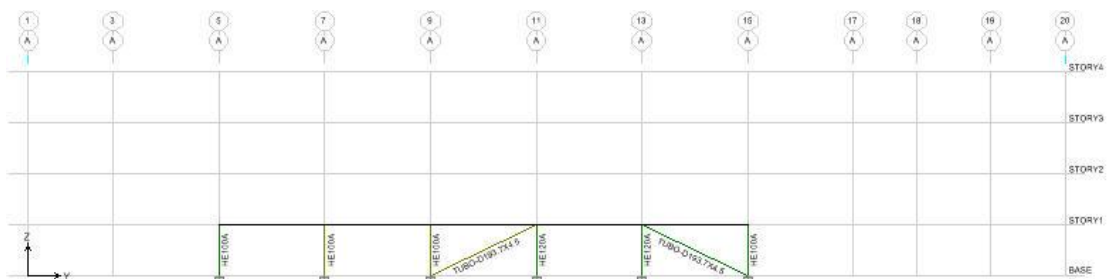




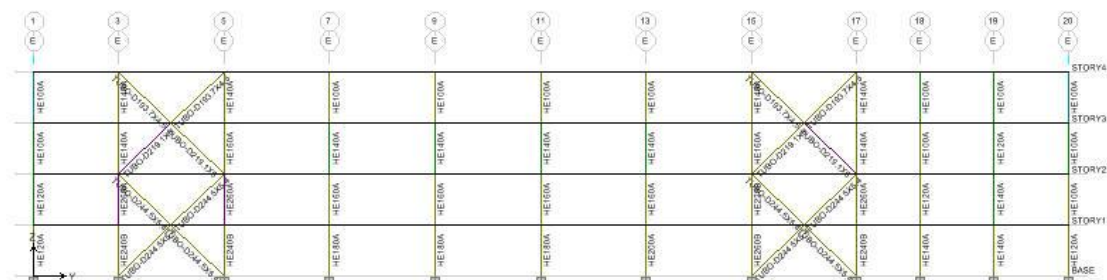
Εικόνα 50: Διατομές στοιχείων τομής 7



Εικόνα 51: Διατομές στοιχείων τομής 13



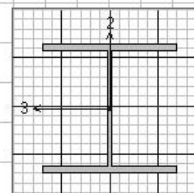
Εικόνα 52: Διατομές στοιχείων τομής A



Εικόνα 53: Διατομές στοιχείων τομής E

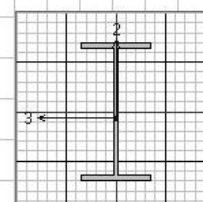
Ακολουθούν αναλυτικά οι πίνακες με τα εξαγόμενα αποτελέσματα του προγράμματος που δικαιολογούν και την επιλογή της κάθε διατομής για τα στοιχεία του φορέα. Επίσης παρατίθενται και πίνακες με τα στοιχεία που αφορούν την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: C22 Station Loc: 0,000 Section ID: HE240A								
Element Type: Moment Resisting Frame							Classification: Class 3	
L=2,400								
A=0,008 I22=2,769E-05 I33=7,763E-05 Wp122=3,520E-04 Wp133=7,450E-04								
We122=2,308E-04 We133=6,750E-04 i22=0,060 i33=0,101								
E=199947978,80 fy=344737,894								
RLLF=0,400								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,808 = 0,427 + 0,076 + 0,306								
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
		P	M33	M22	U2	U3		
Combo	COMB3	-890,594	-14,720	-18,799	-6,427	-8,495		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
		Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd		
Axial		890,594	2087,905	2406,897	2344,921	2087,905		
		M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
Major Bending		14,720	211,557	211,557	208,395			
Minor Bending		18,799	72,317	72,317				
		K	L	k	k1t	C1		
Major Bending		1,000	0,863	1,088	1,000	2,129		
Minor Bending		1,000	0,863	1,176				
SHEAR DESIGN								
		V.Sd	V.Rd	Ratio				
Major Shear		6,427	312,122	0,021				
Minor Shear		8,495	868,514	0,010				



Εικόνα 54: Εντατικά μεγέθη και διαστασιολόγηση ενός τυπικού υποστυλώματος

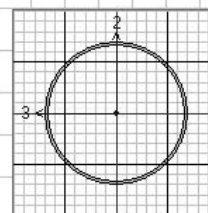
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: B281 Station Loc: 1,750 Section ID: IPE220								
Element Type: Moment Resisting Frame							Classification: Seismic	
L=3,500								
A=0,003 I22=2,050E-06 I33=2,772E-05 Wp122=5,810E-05 Wp133=2,850E-04								
We122=3,727E-05 We133=2,520E-04 i22=0,025 i33=0,091								
E=199947978,80 fy=344737,894								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,857 = 0,000 + 0,731 + 0,126								
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
		P	M33	M22	U2	U3		
Combo	COMB1	-0,105	31,125	-2,295	0,017	-1,067		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
		Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd		
Axial		0,105	247,517	1046,750	964,934	247,517		
		M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
Major Bending		31,125	89,318	89,318	42,603			
Minor Bending		2,295	18,208	18,208				
		K	L	k	k1t	C1		
Major Bending		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000		
Minor Bending		1,000	1,000	1,001				
SHEAR DESIGN								
		V.Sd	V.Rd	Ratio				
Major Shear		0,017	234,861	7,068E-05				
Minor Shear		1,067	305,186	0,003				



Εικόνα 55: Εντατικά μεγέθη και διαστασιολόγηση τυπικής μεταλλικής δοκού

## Μελέτη συμμίκτων κτηρίων προοριζόμενα για χώρους στάθμευσης

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK		Units: KN-m (Summary for Combo and Station)					
Level: STORY1		Element: D34		Station Loc: 2,773		Section ID: TUBO-D219.1X5	
Element Type: Moment Resisting Frame		Classification: Compact					
L=5,546							
A=0,003		I22=1,928E-05		I33=1,928E-05		Wp122=2,292E-04	
Wp133=2,292E-04		We122=1,760E-04		We133=1,760E-04		i22=0,076	
i33=0,076		E=199947978,80					
Fy=344737,894		RLLF=1,000					
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,914 = 0,875 + 0,038 + 0,010							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
		P	M33	M22	U2	U3	
Combo	COMB2	-634,133	-2,067	0,457	-1,714	0,165	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)							
		Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd	
Axial		634,133	724,891	1053,958	979,280	724,891	
		M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd		
Major Bending		2,067	71,831	71,831	71,831		
Minor Bending		0,457	71,831	71,831			
		K	L	k	k1t	C1	
Major Bending		1,000	0,500	1,335	0,992	1,000	
Minor Bending		1,000	1,000	1,500			
SHEAR DESIGN							
		V.Sd	V.Rd	Ratio			
Major Shear		1,714	297,285	0,006			
Minor Shear		0,165	297,285	0,001			



Εικόνα 56: Εντατικά μεγέθη και διαστασιολόγηση τυπικού χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

AISC-ASD01	Composite Beam Design	Beam Label: B91	Units: KN-m
Beam Label: B91	Story: STORY1	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 5,000	Camber: 0,000	b-cp: N/A
Beam: IPE330	Loc X: 31,000	Comparative: \$0,54	t-cp: N/A
Fy: 344737,894	Loc Y: 11,500	Stud Diam.: 0,019	Fy-cp: N/A
Fu: 448159,263	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 1,000	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	b <sub>eff</sub> Left: 0,625	b <sub>eff</sub> Right: 0,625
Dir. Left: Parallel	Dir. Right: Parallel	F' <sub>c</sub> Left: 27579,032	F' <sub>c</sub> Right: 27579,032
C <sub>top</sub> Left: 0,000	C <sub>top</sub> Right: 0,000	E <sub>c</sub> (S) Left: 26436249,66	E <sub>c</sub> (S) Right: 26436249,66
C <sub>bot</sub> Left: 0,000	C <sub>bot</sub> Right: 0,000	E <sub>c</sub> (D) Left: 24821128,40	E <sub>c</sub> (D) Right: 24821128,40
		E <sub>c</sub> (V) Left: 35688937,0	E <sub>c</sub> (V) Right: 35688937,0
I <sub>s</sub> : 1,177E-04	y <sub>bare</sub> : 0,165	I <sub>eff</sub> (S): 2,536E-04	y <sub>eff</sub> (S): 0,270
I <sub>trans</sub> (S): 3,774E-04	y <sub>trans</sub> (S): 0,330	I <sub>eff</sub> (D): 2,507E-04	y <sub>eff</sub> (D): 0,268
I <sub>trans</sub> (D): 3,718E-04	y <sub>trans</sub> (D): 0,327	I <sub>eff</sub> (V): 4,424E-04	y <sub>eff</sub> (V): 0,362
I <sub>trans</sub> (V): 4,424E-04	y <sub>trans</sub> (V): 0,362		
q: [59,13(1 stud/row), 59,13(2studs/row)]			
Stud Layout: 5, 5			
Seg. Lengths: 2,247, 2,247			
Stud Ratios: 0,132, 0,132			
PCC: 27,40%	Utilization Limit: 1,000		
Overall Ratio: 0,951	Stress Ratio: 0,951	Deflection Ratio: 0,490	

Εικόνα 57: Γενικά στοιχεία τυπικής σύμμικτης δοκού

AISC-ASD01		Composite Beam Design		Beam Label: B91		Units: KN-m		
<b>Moment Design</b>								
		Pmax:0,00		Pmax Combo:NA				
Type	Combo	Location	M	fb	Fb	1/3 Factor	Ratio	Lb
Constr Pos	COMB7	Bot. Flange	72,660	101859,795	206842,737	No	0,492	2,500
Final Pos	COMB1	Bot. Flange	202,918	216370,667	227527,010	No	0,951	0,000
Final Pos	COMB1	Top Flange	202,918	47648,105	227527,010	No	0,209	0,000
Final Pos	COMB1	Web Top	202,918	38447,451	227527,010	No	0,169	0,000
Final Pos	COMB1	Web Bottom	202,918	207170,013	227527,010	No	0,911	0,000
Final Pos	COMB1	Bot. Flange	202,918	216370,667	227527,010	No	0,951	0,000
Final Pos	COMB1	Conc. Left	202,918	1788,446	12410,564	No	0,144	0,000
Final Pos	COMB1	Conc. Right	202,918	1788,446	12410,564	No	0,144	0,000
Final Seq	COMB1	Top Flange	202,918	219364,354	310264,105	No	0,707	0,000
Final Seq	COMB1	Bot. Flange	202,918	265745,494	310264,105	No	0,857	0,000
<b>Shear Design</b>								
Type	Combo	Block	V	fv	Fv	1/3 Factor	Ratio	
Constr Left	COMB7	OK	31,67	8,26	88,96	No	0,093	
Constr Right	COMB7	OK	31,67	8,26	88,96	No	0,093	
Final Left	COMB1	OK	87,58	22,83	88,96	No	0,257	
Final Right	COMB1	OK	87,58	22,83	88,96	No	0,257	
<b>End Reactions</b>								
Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction					
COMB1	87,58	COMB1	87,58					

Εικόνα 58: Έλεγχος αντοχής τυπικής σύμμικτης δοκού

AISC-ASD01		Composite Beam Design		Beam Label: B91		Units: KN-m	
<b>Deflection Design</b>							
Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK	
PreComp DL	No	COMB8	0,009	0,000	0,000	Yes	
Super Load	Yes	COMB5	0,001	0,042	0,033	Yes	
Live Load	Yes	COMB5	0,001	0,014	0,100	Yes	
Total-Camber	Yes	COMB4	0,010	0,021	0,490	Yes	

Εικόνα 59: Έλεγχος λειτουργικότητας τυπικής σύμμικτης δοκού

Πίνακας 14: Μετατοπίσεις ορόφων υπό δυναμική καταπόνηση (drifts)

Story	Item	Load	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	COMB2	0,0048	
STORY4	Max Drift Y	COMB2		0,0116
STORY4	Max Drift X	COMB3	0,0019	
STORY4	Max Drift Y	COMB3		0,0290
STORY3	Max Drift X	COMB2	0,0040	
STORY3	Max Drift Y	COMB2		0,0020
STORY3	Max Drift X	COMB3	0,0014	
STORY3	Max Drift Y	COMB3		0,0053
STORY2	Max Drift X	COMB2	0,0040	
STORY2	Max Drift Y	COMB2		0,0018
STORY2	Max Drift X	COMB3	0,0014	
STORY2	Max Drift Y	COMB3		0,0040
STORY1	Max Drift X	COMB2	0,0023	
STORY1	Max Drift Y	COMB2		0,0010

STORY1	Max Drift X	COMB3	0,0011	
STORY1	Max Drift Y	COMB3		0,0025

Max drifts	0,0048	0,0290
<b>Μέγιστη ελαστική μετακίνηση ορόφων κατά τις δύο διευθύνσεις (max drift × q) (m)</b>	0,0154	0,0929

### 3.3 Έλεγχος & σχολιασμός εξαγομένων ανάλυσης

#### 3.3.1 Έλεγχος ορθότητας ανάλυσης

##### 3.3.1.1 Εντατικά μεγέθη

Ένας πρώτος έλεγχος των εξαγομένων είναι ο έλεγχος των διαγραμμάτων των εντατικών μεγεθών. Στη συγκεκριμένη περίπτωση τα διαγράμματα αυτά ακολουθούν την αναμενόμενη κάθε φορά μορφή ανάλογα με το στατικό σύστημα του εκάστοτε στοιχείου και τη μορφή της καταπόνησης.

##### 3.3.1.2 Διαστασιολόγηση

Η ορθότητα της ανάλυσης καταδεικνύεται από τα παρακάτω στοιχεία:

- Η διαστασιολόγηση των δοκών σε όλους τους ορόφους είναι πανομοιότυπη όπως αναμενόταν λόγω της ίδιας φόρτισης που ασκείται σε καθέναν από αυτούς.
- Οι δοκοί που βρίσκονται στην περιφέρεια του κτηρίου και άρα έχουν το μισό πλάτος επιρροής από τις υπόλοιπες κάθε επιπέδου έχουν μικρότερη διατομή.
- Οι μεταλλικές δοκοί με μεγαλύτερο άνοιγμα διαστασιολογούνται και με μεγαλύτερες διατομές.
- Και στα δύο προσομοιώματα οι δοκοί έχουν τις ίδιες διατομές, πράγμα αναμενόμενο καθώς διαστασιολογούνται από τα μόνιμα και κινητά φορτία που είναι κοινά.
- Υπάρχει καθ' ύψος μεταβολή των διατομών των υποστυλωμάτων, γεγονός αναμενόμενο λόγω της καθ' ύψος μεταβολής της αξονικής φόρτισης.
- Τα υποστυλώματα που δεν βρίσκονται σε φαντώματα με συνδέσμους δυσκαμψίας έχουν τις ίδιες διατομές. Αυτό επαληθεύει τη σωστή λειτουργία του

προσομοιώματος και τη διαστασιολόγηση τους από μόνιμα φορτία και τη μη παραλαβή σεισμικής δύναμης.

- Υπάρχει καθ' ύψος μεταβολή των διατομών των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς μεταβάλλεται η τέμνουσα λόγω σεισμού καθ' ύψος.
- Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας φορτίζονται μόνο με τα μεγέθη των σεισμικών συνδυασμών.

### 3.3.2 Έλεγχος αποτελεσμάτων διατομών ως προς την ικανοποίηση των ιδιαίτερων απαιτήσεων της κατασκευής

- Οι διατομές που προκύπτουν έχουν τέτοιες διαστάσεις ώστε να εξασφαλίζεται το απαιτούμενο ελεύθερο ύψος σε κάθε όροφο. Πιο συγκεκριμένα, η μέγιστη διατομή δοκού που προκύπτει είναι IPE330, η οποία έχει ύψος 0,33m. Η σύμμικτη πλάκα έχει πάχος 0,14m επομένως  $0,33+0,14=0,47\text{m}$  και το ελεύθερο ύψος ορίζεται στα  $2,40-0,47=1,93\text{m}>1,90\text{m}$  που είναι το επιτρεπόμενο κάτω όριο.
- Επίσης οι διατομές των υποστυλωμάτων μένουν σε επιτρεπτά επίπεδα ώστε να μην καταλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό των επιφανειών που προορίζονται για την κίνηση και τη στάθμευση των οχημάτων. Η μέγιστη διατομή που τοποθετείται είναι HEA240 και HEB240.

### 3.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Το όριο για τα κατακόρυφα βέλη σε βατές στέγες και πατώματα ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 3 σε  $\delta_{\max}<L/250$  (βέλος υπό την επίδραση των φορτίων λειτουργικότητας) και σε  $\delta_2<L/300$  (βέλος μόνο υπό την δράση των κινητών φορτίων). Το όριο αυτό μεταφράζεται σε  $\delta_{\max}<2,0\text{cm}$  και  $\delta_2<1,6\text{cm}$  για δοκούς με άνοιγμα 5,00m και σε  $\delta_{\max}<2,2\text{cm}$  και  $\delta_2<1,8\text{cm}$  για δοκούς με άνοιγμα 5,50m.

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων, ο Ευρωκώδικας 3 ορίζει ότι στα πολυώροφα κτήρια εφαρμόζονται οι διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού. Ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει ότι για κτήρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα, η σχετική παραμόρφωση του ορόφου να είναι μικρότερη από 0,5% του ύψους ορόφου, που αντιστοιχεί σε 1,2cm σχετική μετατόπιση ανά όροφο.

Όπως είναι φανερό από τα ενδεικτικά αλλά αντιπροσωπευτικά αριθμητικά δεδομένα που παρατίθενται στην προηγούμενη ενότητα, οι περιορισμοί αυτοί

ικανοποιούνται τόσο για τα οριζόντια όσο και για τα κατακόρυφα βέλη. Επομένως, ο σχεδιασμός είναι ικανοποιητικός από άποψη λειτουργικότητας.

## Κεφάλαιο 4ο: Λοιποί έλεγχοι

### 4.1 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φορτία τόσο κάθετα όσο και παράλληλα στο επίπεδο τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως «πλάκες», στη δεύτερη περίπτωση ως «διαφράγματα». Για φορτία κάθετα στο επίπεδο τους λειτουργούν ως διέριστες πλάκες. Από στατική, λοιπόν, άποψη συμπεριφέρονται ως «δοκοί» για τις οποίες πρέπει να προσδιοριστούν οι ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και, επειδή πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία, η μεταφορά της διαμήκους διάτμησης.

Πρέπει να αναφερθεί ότι από τον κανονισμό επιτρέπεται η εξής απλοποιητική θεώρηση του στατικού συστήματος της πλάκας: οι πλάκες υπολογίζονται ως αμφιέριστες και όχι ως συνεχείς πολλών ανοιγμάτων. Έτσι για τον έλεγχο λειτουργικότητας απλώς τοποθετείται ένας οπλισμός κανονιστικά, ανάλογα με το αν υποστηρίζεται ή όχι το χαλυβδόφυλλο στη φάση κατασκευής, στις θέσεις των στηρίξεων για την παραλαβή των αρνητικών ροπών και την αποφυγή ρηγματώσεων.

Ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας, όπως έχει ήδη αναφερθεί, δεν εκτελείται από το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε. Επομένως, η επάρκεια της ελέγχθηκε με το χέρι, με τη βοήθεια του προγράμματος Excel.

Παρατίθενται οι γενικοί τύποι των παραπάνω ελέγχων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 και στη συνέχεια τα αποτελέσματα για τη συγκεκριμένη περίπτωση που εξετάστηκε.

#### **Αντοχή σε κάμψη (ουδέτερος άξονας πάνω από το χαλυβδόφυλλο)**

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_p \cdot f_{pd}$

Ουδέτερος άξονας:  $z_0 = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot f_{cd}} \leq h_c$



$$\text{Πλαστική ροπή: } M_{pl,Rd} = Z \cdot \left( z_p - \frac{z_0}{2} \right)$$

όπου:

$A_p$ : εμβαδόν χαλυβδόφυλλου

$z_p$ : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

### **Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων**

$$V_{Rd} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} \cdot k_v \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho)$$

$$\text{Ποσοστό διαμήκους οπλισμού: } \rho = \frac{A_p}{b_0 \cdot d_p} < 2\%$$

$$k_v = 1,6 - d_p \geq 1$$

όπου:

$b_0$ : μέσο πλάτος κυψέλης

$d_p$ : ισοδύναμο ύψος πλάκας

### **Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης**

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_v} \cdot \left( \frac{m \cdot A_p}{b \cdot l_s} + k \right)$$

όπου:

$b$ : χαρακτηριστικό πλάτος της πλάκας

$d_p$ : ύψος της πλάκας

$A_p$ : εμβαδόν χαλυβδόφυλλου

$\gamma_v=1,25$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

$l_s$ : διατμητικό άνοιγμα πλάκας ( $l_s=l/4$  για αμφιέριστη πλάκα με ομοιόμορφο φορτίο)

**Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73**

Πάχος πλάκας σκυροδέματος	$h_c=$	6,70	cm
Ύψος χαλυβδόφυλλου	$h_p=$	7,30	cm
Συνολικό πάχος πλάκας	$d=$	14,00	cm
Πάχος χαλυβδόφυλλου	$t=$	0,075	cm
Μέσο πλάτος δοκίδας χαλ/λου	$b_p=$	7,28	cm
Πλάτος φανώματος	$b_f=$	18,75	cm
Θέση κέντρου βάρους χαλ/λου	$z_p=$	3,13	cm
Εμβαδό χαλ/λου ανά φάνωμα	$A_p=$	2,21	cm <sup>2</sup>
Εμβαδό χαλ/λου ανά m	$A_p=$	11,80	cm <sup>2</sup> /m

**Υλικά**

Χαλυβδόφυλλο	$f_{ya}=$	23,50	kN/cm <sup>2</sup>	$f_{ad}=$	21,36	kN/cm <sup>2</sup>
Σκυρόδεμα	$f_{ck}=$	2,00	kN/cm <sup>2</sup>	$f_{cd}=$	1,13	kN/cm <sup>2</sup>
	$T_{rd}=$	0,026	kN/cm <sup>2</sup>			

**Οριακή κατάσταση αστοχίας**

**Αντοχή έναντι κάμψης**

$Z_p=$	252,03	kN
$z_c=$	2,22	cm

$M_{pl,rd}=$	2197,26	kNcm	άρα	$M_{pl,rd}=$	21,97	kNm
--------------	---------	------	-----	--------------	-------	-----

**Φορτία ανά φάνωμα**

Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου	$g_p=$	0,017	kN/m
Ίδιον βάρος σκυροδέματος	$g_c=$	0,447	kN/m
Συνολικά ίδια βάρη	$g_{tot}=$	0,464	kN/m
Φορτίο σχεδιασμού λόγω ι.β.	$g_{sd}=$	0,627	kN/m

Φορτία ανά μέτρο

Φορτίο σχεδιασμού λόγω ι.β.	$g_{sd}=$	3,34	kN/m
Φορτίο σχεδιασμού λόγω κινητού	$q_{sd}=$	3,75	kN/m

Συνολικό φορτίο σχεδιασμού	$p_{sd}=$	7,09	kN/m			
Δρώσα ροπή	$M_{sd}=$	5,54	kNm	$<M_{pl,rd}=$	21,97	kNm

**Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων**

Μέσο πλάτος δοκίδας χαλ/λου	$b_0=$	7,28	cm		
Στατικό ύψος	$d_p=$	9,83	cm		
Συντελεστές απόδοσης διάτμησης	$k_v=$	1,502	>1		
	$\rho=$	0,031	>0,02	$\rho=$	0,02

$V_{rd}=$	5,58	kN/φάνωμα
-----------	------	-----------

$$V_{rd} = 29,78 \text{ kN/m} > V_{sd} = 8,87 \text{ kN}$$

#### **Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης**

Διατμητικό άνοιγμα πλάκας	$I_s =$	62,50	cm
Παράμετροι χαλυβδόφυλλου	$m =$	90,83	MPa
	$k =$	0,0144	MPa

$$V_{l,rd} = 13,69 \text{ kN/m} > V_{l,sd} = 11,92 \text{ kN/m}$$

#### **Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

#### **Οπλισμός στις θέσεις των στηρίξεων**

Σύμφωνα με τον κανονισμό για ανυποστήρικτο χαλυβδόφυλλο  $A_s = 0,4\%A_c$

$A_c =$	178,73	cm <sup>2</sup> /φάτνωμα
$A_c =$	953,24	cm <sup>2</sup> /m
$A_s =$	3,81	cm <sup>2</sup> /m

Αξίζει να σημειωθεί ότι παρά τον μικρό λόγο εκμετάλλευσης της διατομής της πλάκας, δεν υπήρχε η δυνατότητα περαιτέρω μείωσης της αντοχής της, καθώς ορίζεται από τον κανονισμό πως για σύμμικτα δάπεδα χώρων στους οποίους κινούνται οχήματα, το ελάχιστο πλάτος της είναι 12cm, ενώ παράλληλα πρέπει να ικανοποιείται και ο περιορισμός  $h_c > 50\text{mm}$  όταν απαιτείται η πλάκα να εξασφαλίζει και τη διαφραγματική λειτουργία του κτηρίου.

## **4.2 Διατμητική σύνδεση**

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται στις σύμμικτες κατασκευές με μηχανικά μέσα τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι.

Ο έλεγχος αυτός στο πρόγραμμα εκτελείται μόνο για μερική διατμητική κάλυψη. Γι' αυτό προκειμένου να εξασφαλιστεί η πλήρης διατμητική κάλυψη, ο έλεγχος έγινε μέσω υπολογιστικού φύλλου Excel. Ενδεικτικά, έχουν υπολογιστεί οι απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι για δοκό IPE330 ανοίγματος 5,00m που είναι και η δυσμενέστερη. Υπέρ της ασφαλείας, θα εφαρμοστεί αυτή η σύνδεση και στις υπόλοιπες διατομές.

Παρατίθενται οι τύποι που δίνουν την αντοχή των ήλων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 και τα αποτελέσματα όπως προέκυψαν για τη συγκεκριμένη περίπτωση:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4}\right) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$$

όπου:

$d_s$ : διάμετρος κορμού ήλου

$f_u$ : ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου

$f_{ck}, E_{cm}$ : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d_s} + 1\right) \text{ για } 3 \leq \frac{h}{d_s} \leq 4$$

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

$h$ : ύψος ήλου

$\gamma_v=1,25$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

### Πλαστική ροπή αντοχής

**Ουδέτερος άξονας μέσα στο σκυρόδεμα**

$z_0=$	5,71	cm	$<d=$	14	cm
$D=$	2021	kN			
$M_{pl}=$	558,64	kNm	$>$	$M_{sd}=$	234,03 kNm

### Διατμητικοί ήλοι (πλήρης διατμητική κάλυψη)

**Ιδιότητες ήλου**

Διάμετρος κορμού ήλου	$d_s=$	1,9	cm	
Τάση θραύσης χάλυβα ήλου	$f_u=$	36	kN/cm <sup>2</sup>	$<50$ kN/cm <sup>2</sup>

Ύψος ήλου	$h=$	10,00	cm		
	$h/d_s=$	5,26	>4	$a=$	1

**Οριακή αντοχή ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος**

Αντοχή του ήλου σε διάτμηση	$P_{rd}=$	65,33	kN		
Αντοχή σκυροδέματος σε "σύνθλιψη άντυγας"	$P_{rd}=$	63,78	kN		
Αντοχή ήλου	$P_{rd}=$	<b>63,78</b>	<b>kN</b>		
Πλήθος ήλων	$n=$	31,68	άρα	<b>32</b>	<b>ήλοι</b>

**Έλεγχος αποστάσεων κατά τη διαμήκη έννοια**

$l=$	500	cm
άρα 1 $\Phi 19/$	15,63	cm
ή 2 $\Phi 19/$	31,26	cm

Ελάχιστη απόσταση	$\min s=$	9,5	cm	
Μέγιστη απόσταση	$\max s=$	80	cm	άρα <b>1<math>\Phi 19/15</math></b>

**Έλεγχος αποστάσεων κατά την εγκάρσια έννοια**

Ελάχιστη απόσταση μεταξύ των ήλων	$\min s=$	4,75	cm
Μέγιστη απόσταση από το άκρο	$\max s=$	8,42	cm

**Ελάχιστος οπλισμός για έλεγχο του εύρους ρωγμής**

Βάσει κανονισμού απαιτείται ελάχιστος οπλισμός  $0,5\%A_c$

Απαιτούμενος οπλισμός ανά m	$A_s=$	17,50	cm <sup>2</sup>
Άρα 6,17	δηλαδή	<b>7</b>	<b>ήλοι</b>

Απαιτείται 1 $\Phi 19/$  14,29 cm

**Τοποθετούνται 1 $\Phi 19/14$**

Με την επιλογή διατμητικών ήλων ύψους 110mm σε πλάκα πάχους 14cm ικανοποιείται και ο περιορισμός για την επικάλυψη των ήλων ( $\min=20mm$ ) ενώ ικανοποιούνται και οι όροι για:

$$h > 3 \cdot d_s = 3 \cdot 1,9 = 5,7cm$$

$$h \leq h_p + 75mm = 73 + 75 = 148mm$$

όπου h το ύψος των διατμητικών ήλων

### 4.3 Επιλογή τελικών διατομών

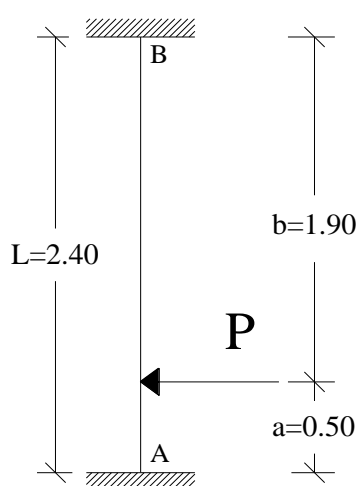
Σε αυτή την ενότητα επιλέγονται οι τελικές διατομές που θα απαρτίζουν τον φορέα. Οι διατομές μπορεί να διαφοροποιηθούν έτσι, σε σχέση με αυτές που προέκυψαν από το πρόγραμμα μέσω των εξής διαδικασιών: ομοιομορφοποίηση διατομών για κατασκευαστικούς λόγους, έλεγχος σε φορτία κρούσης και ικανοτικός σχεδιασμός.

#### 4.3.1 Φορτία κρούσης

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιήθηκε ενδεικτικά και χωρίς βλάβη της γενικότητας στο υποστύλωμα με τη μέγιστη εκμετάλλευση της διατομής στο μη κανονικό κτήριο.

Ο έλεγχος των στοιχείων γίνεται με τα εντατικά μεγέθη στη βάση των υποστυλωμάτων όπου είναι και η δυσμενέστερη διατομή και ως προς τα φορτία κρούσης και ως προς τα στατικά και δυναμικά φορτία όπως προκύπτουν από την ανάλυση του υπολογιστικού προγράμματος που χρησιμοποιήθηκε. Οι αντοχές των στοιχείων είναι υπολογισμένες με τη βοήθεια του προγράμματος και έχει γίνει η απαραίτητη απομείωση τους λόγω φαινομένων 2ας τάξης.

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών με τα φορτία κρούσης έγινε με τη μέθοδο της επαλληλίας. Μόνο για τα φορτία κρούσης ισχύουν τα παρακάτω:



Σχήμα 18: Φορτίο κρούσης σε αμφίπακτο υποστύλωμα

$$\text{Για το άκρο A: } V_A = P \cdot \frac{b^2}{L^2} \cdot \left(3 - \frac{2b}{L}\right), \quad M_A = P \cdot \frac{a \cdot b^2}{L^2}$$

$$\text{Για το άκρο B: } V_B = P \cdot \frac{a^2}{L^2} \cdot \left(3 - \frac{2a}{L}\right), \quad M_B = P \cdot \frac{b \cdot a^2}{L^2}$$

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν παρατίθενται στον κάτωθι πίνακα:

**Πίνακας 15 :** Εντατικά μεγέθη φορτίων κρούσης

Εντατικά μεγέθη	P=25kN	P=50kN
<b>V<sub>A</sub> (kN)</b>	22,20	44,39
<b>M<sub>A</sub> (kNm)</b>	7,83	15,67
<b>V<sub>B</sub> (kN)</b>	2,80	5,61
<b>M<sub>B</sub> (kNm)</b>	2,06	4,12

Υποσύλωμα με μέγιστο λόγο εκμετάλλευσης (HEA 220):

**Πίνακας 16:** Σύγκριση εντατικών μεγεθών για υποσύλωμα με μέγιστα εντατικά μεγέθη στη διατομή με τη μέγιστη εκμετάλλευση

Εντατικά Μεγέθη		Χωρίς Φορτία Κρούσης	Με Φορτία Κρούσης	Αντοχή
<b>Αξονική (kN)</b>		936,06	936,06	1703,05
<b>Τέμνουσα</b>	<b>Περί τον ισχυρό (kN)</b>	5,80	28,00	265,98
	<b>Περί τον ασθενή (kN)</b>	6,51	50,90	729,79
<b>Κάμψη</b>	<b>Περί τον ισχυρό (kNm)</b>	12,07	19,90	161,47
	<b>Περί τον ασθενή (kNm)</b>	13,67	22,14	55,69
<b>Λόγος εκμετάλλευσης</b>		0,87	1,07	

Άρα η διατομή που έχει επιλεγθεί στη θέση αυτή δεν επαρκεί υπό την επίδραση των κρουστικών φορτίων. Επομένως θα πρέπει να αυξηθεί κατά μια διατομή. Με HEA 240 ο λόγος εκμετάλλευσης γίνεται 0,87 οπότε είναι αποδεκτός.

Ο λόγος εκμετάλλευσης ορίζεται ως το παρακάτω άθροισμα:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{My_{Ed}}{My_{Rd}} + \frac{Mz_{Ed}}{Mz_{Rd}} \leq 1,0$$

#### 4.3.2 Ομοιομορφοποίηση διατομών

Παρατέθηκαν προηγουμένως οι βέλτιστες διατομές του φορέα ακριβώς όπως προέκυψαν από την ανάλυση του προσομοιώματος με τη βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων. Ωστόσο για κατασκευαστικούς λόγους οι διατομές αυτές θα πρέπει να υποστούν μία ομοιομορφοποίηση ώστε να περιοριστεί ο αριθμός διαφορετικών διατομών που χρησιμοποιούνται. Με αυτό τον τρόπο είναι δυνατή η επίτευξη μικρότερων χρόνων ανέγερσης, ενώ περιορίζεται και η πιθανότητα χονδροειδών σφαλμάτων.

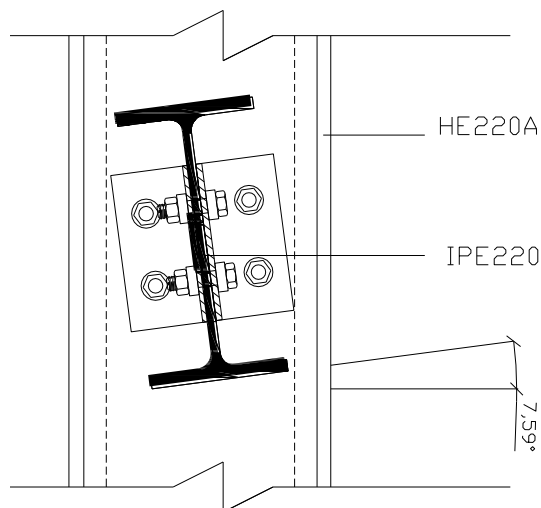
Η τελική επιλογή των διατομών για κάθε στοιχείο αποτυπώνεται στις εικόνες που ακολουθούν, αφού πρώτα γίνει μια αναφορά στη φιλοσοφία με την οποία αυτή πραγματοποιήθηκε .

- Υποστυλώματα: Στα υποστυλώματα, εν γένει, επιδιώκεται να διατηρείται η ίδια διατομή τουλάχιστον ανά δύο ορόφους. Αυτό γίνεται σε ένα κλίμα συμβιβασμού δύο αντιφατικών εννοιών, της ευκολίας και της οικονομίας. Έτσι και στη συγκεκριμένη περίπτωση, διατηρήθηκε η επιλογή της διατομής του ισόγειου στο ισόγειο και τον πρώτο όροφο, ενώ στους δύο τελευταίους ορόφους επιλέχθηκε η διατομή που έδωσε η ανάλυση για το δεύτερο όροφο. Η διάταξη αυτή εφαρμόστηκε πανομοιότυπα σε όλα τα πλαίσια του φορέα. Οι διατομές που διατηρήθηκαν προέκυψαν από το δυσμενέστερο υποστύλωμα. Εξαίρεση αποτελούν τα υποστυλώματα των πλαισίων που βρίσκονται πλευρικά των φανωμάτων που φέρουν συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτά τα υποστυλώματα εξαιτίας της έντονης καταπόνησης τους λόγω φορτίων σεισμού προέκυψαν από τον ικανοτικό σχεδιασμό και ελέχθησαν διαφορετικές διατομές.

Επίσης στα πλευρικά πλαίσια των κεκλιμένων επιπέδων επικοινωνίας διατηρήθηκαν οι διατομές που προέκυψαν για τα υπόλοιπα πλαίσια, όχι μόνο για λόγους ομοιομορφίας αλλά κυρίως για κατασκευαστικούς λόγους καθώς οι εγκάρσιες δοκοί είναι διατομής IPE220 οπότε σε υποστυλώματα μικρότερης



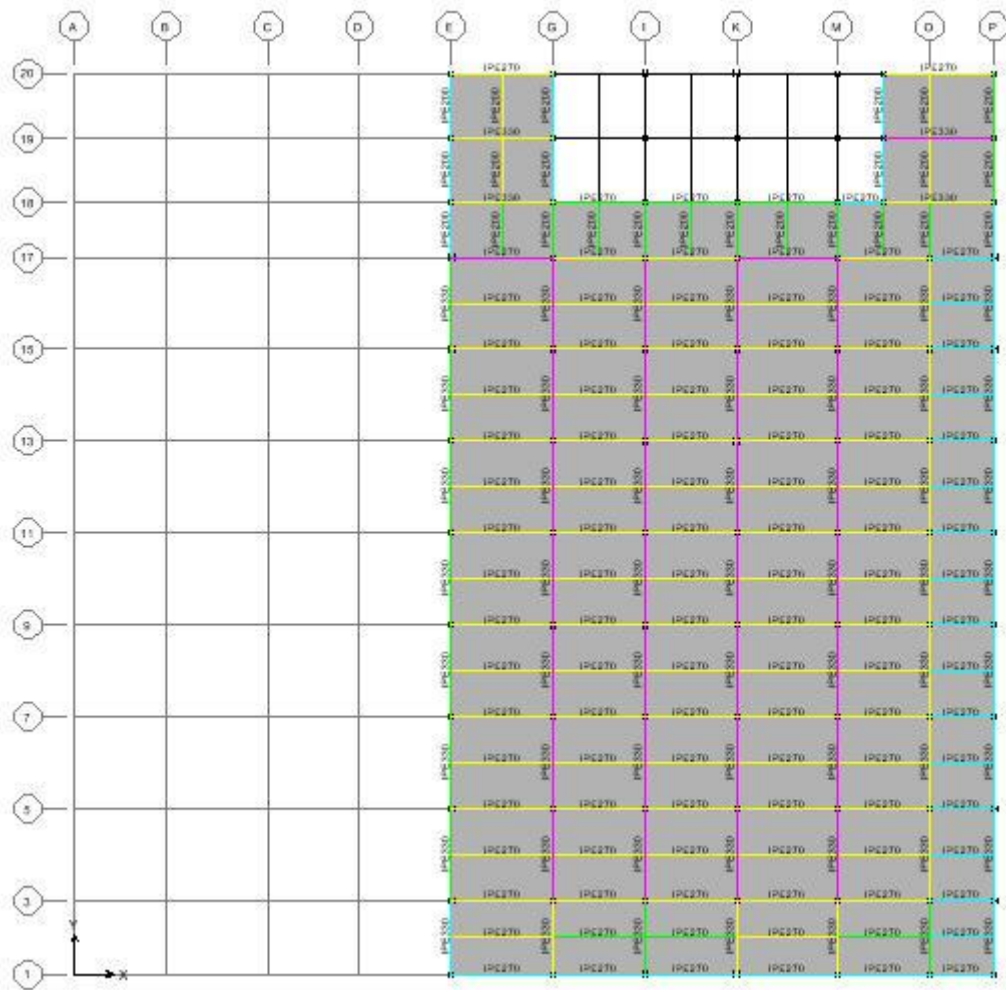
διατομής από HEA220 δεν υπήρχε ο απαιτούμενος χώρος στον κορμό του υποστυλώματος για τη σύνδεση των δοκών σε αυτά. Αυτό απεικονίζεται πιο παραστατικά στο σχέδιο που ακολουθεί.



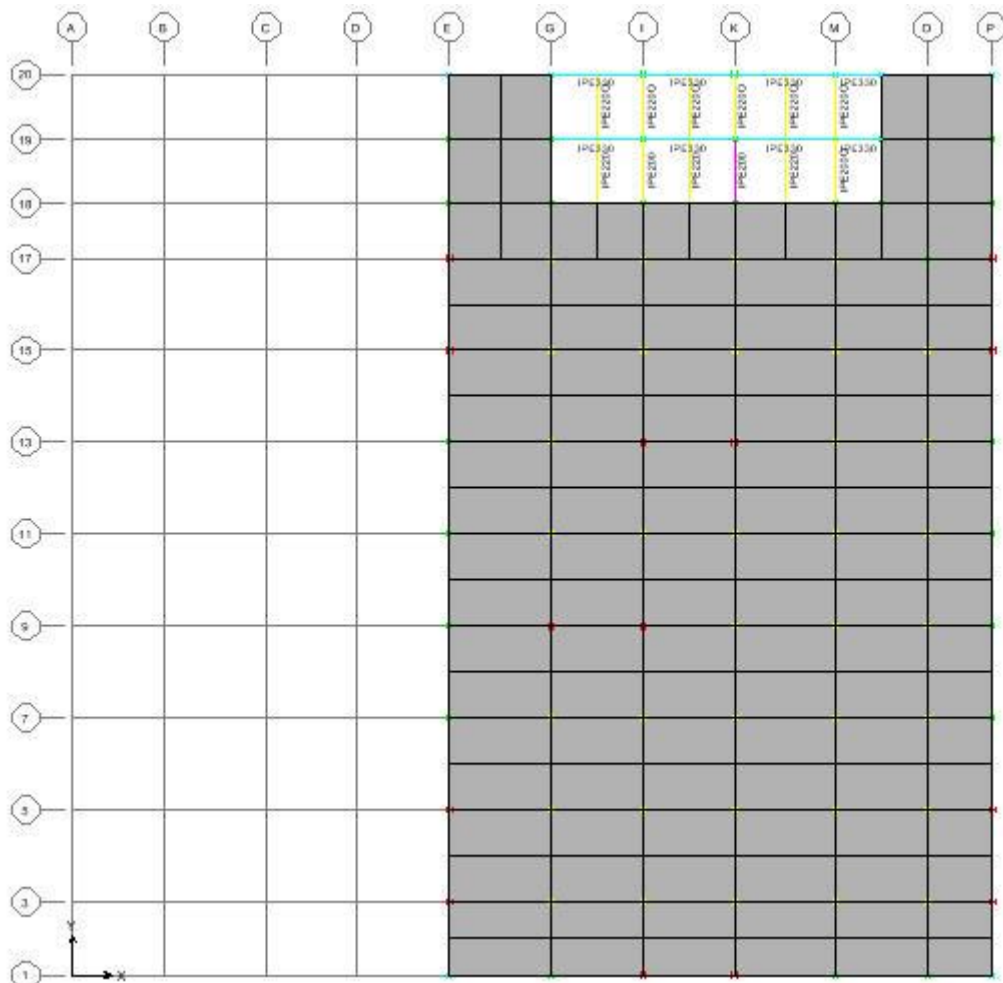
**Σχήμα 19:** Σύνδεση εγκάρσιας κεκλιμένης δοκού με υποστύλωμα

- Δοκοί: Οι δοκοί είτε μεταλλικές, είτε σύμμικτες δε χρειάστηκαν ιδιαίτερη ομοιομορφοποίηση, καθώς μερικές μόνο διαφοροποιήσεις που προέκυψαν από την ανάλυση αποδίδονται σε κάποιες αστάθειες του υπολογιστικού μέσου.
- Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Εδώ η ομοιομορφοποίηση έγινε ανάλογα με τις διατομές που προέκυψαν μετά τον ικανοτικό σχεδιασμό και διατηρήθηκαν αυτές.

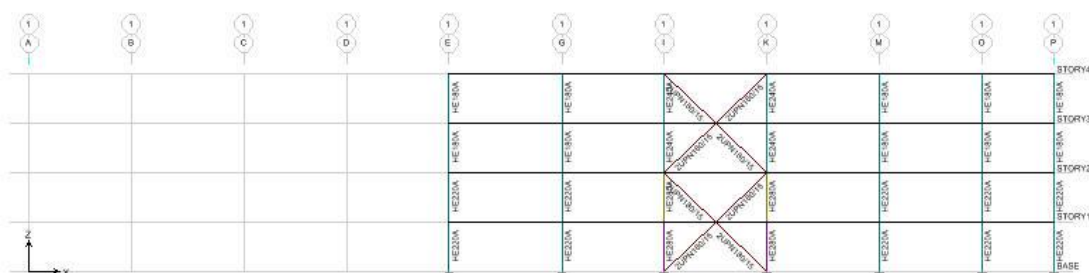
4.3.2.1 Κανονικό κτήριο



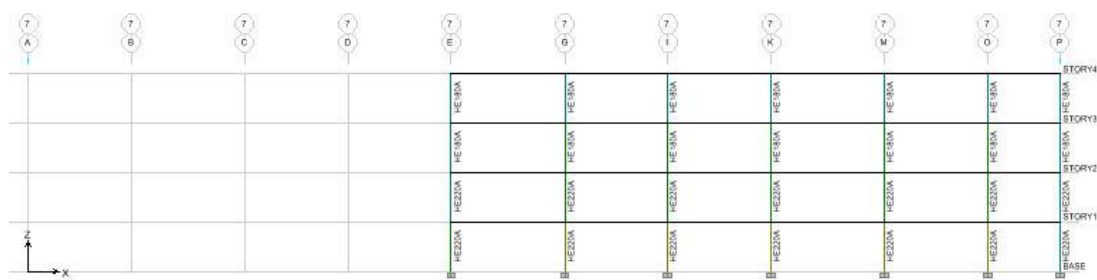
Εικόνα 60: Ομοιομορφποιημένες διατομές συμμίκτων δοκών



Εικόνα 61: Ομοιομορφοποιημένες διατομές μεταλλικών δοκών



Εικόνα 62: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τμήας 1



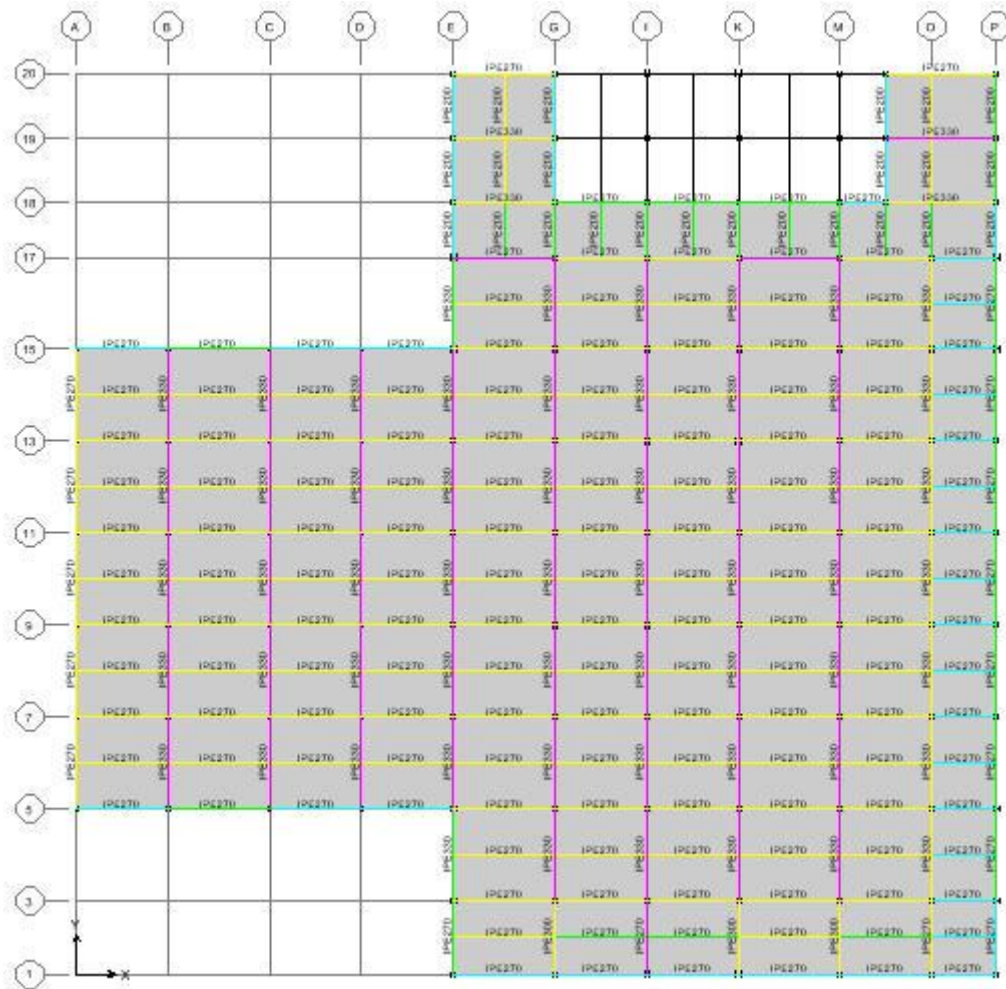
Εικόνα 63: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τομής 7



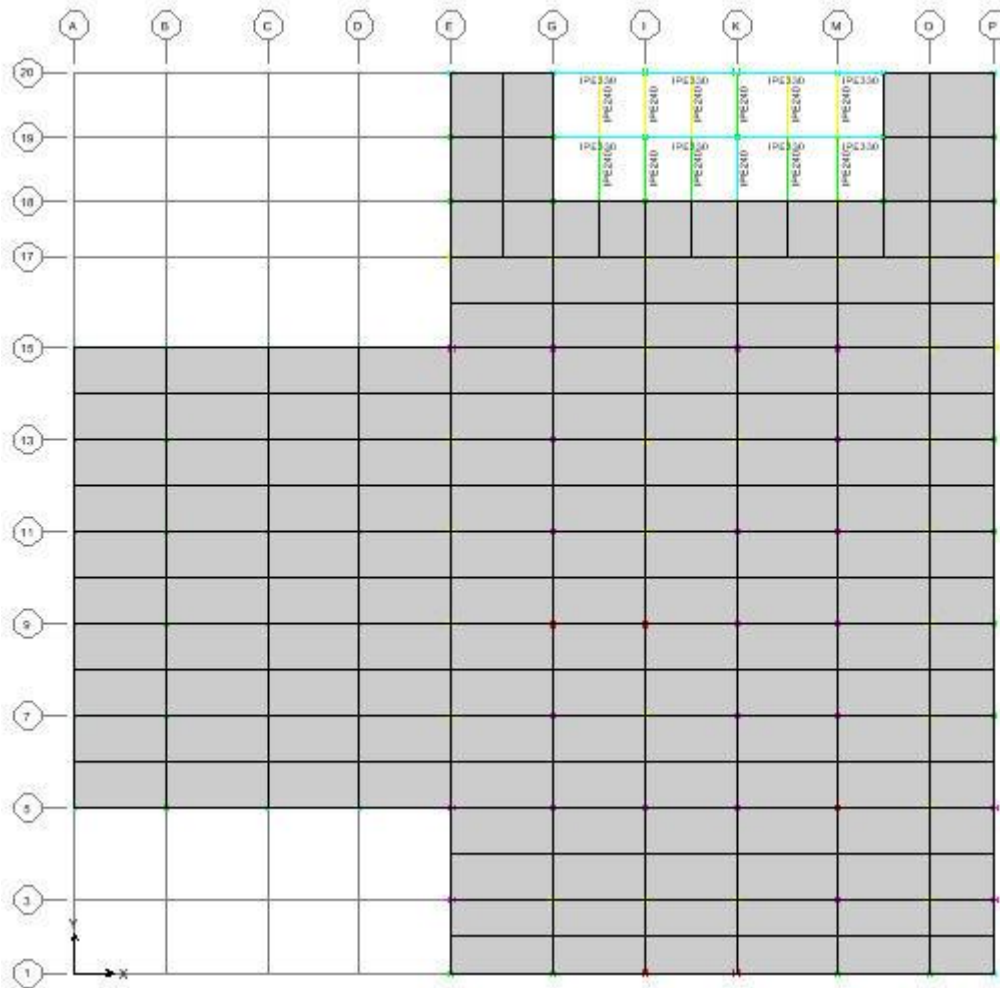
Εικόνα 64: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τομής E

Πρέπει να αναφερθεί ότι για λόγους πληρότητας της ανάλυσης, μετά την ομοιομορφοποίηση των διατομών του προσομοιώματος, επαναλήφθηκε η ανάλυση μέσω του προγράμματος με τις νέες διατομές των στοιχείων. Ο φορέας ανταποκρίθηκε θετικά στη διαστασιολόγηση αυτή (π.χ. δεν υπερβλήθηκε η αντοχή κανενός υποστυλώματος, παρότι αυξήθηκε η αξονική με την οποία φορτίζονται λόγω αύξησης των διατομών των άνω υποστυλωμάτων και άρα του ίδιου βάρους τους.). Ως προς τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής όπως ήταν αναμενόμενο παρατηρήθηκε μείωση αυτών. Πιο συγκεκριμένα η 1<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος είναι 0,75sec, η 2<sup>η</sup> 0,68sec και η 3<sup>η</sup> 0,47sec. Αξίζει επίσης να αναφερθεί ότι οι μέγιστες ελαστικές μετατοπίσεις των ορόφων περιορίστηκαν στα 0,012m για σεισμό κατά χ και σε 0,025m σε σεισμό κατά την άλλη διεύθυνση.

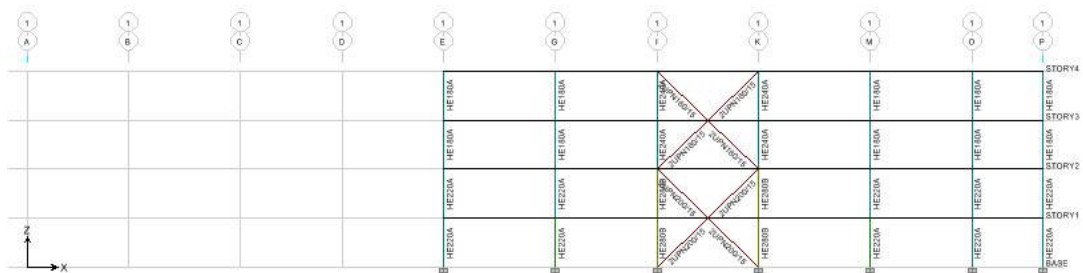
4.3.2.2 Μη κανονικό κτήριο



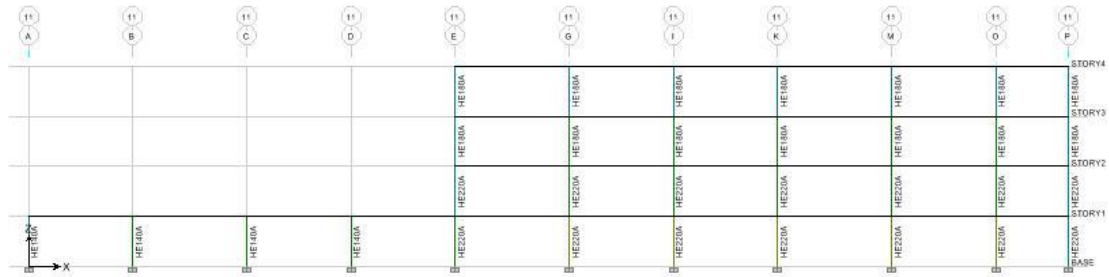
Εικόνα 65: Ομοιομορφοποιημένες διατομές συμμίκτων δοκών



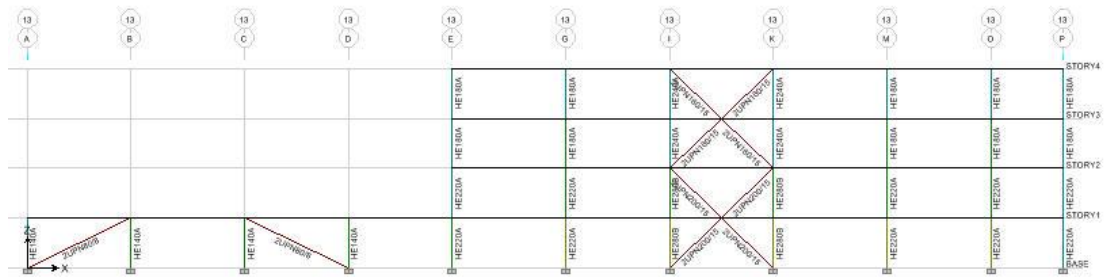
Εικόνα 66: Ομοιομορφοποιημένες διατομές μεταλλικών δοκών



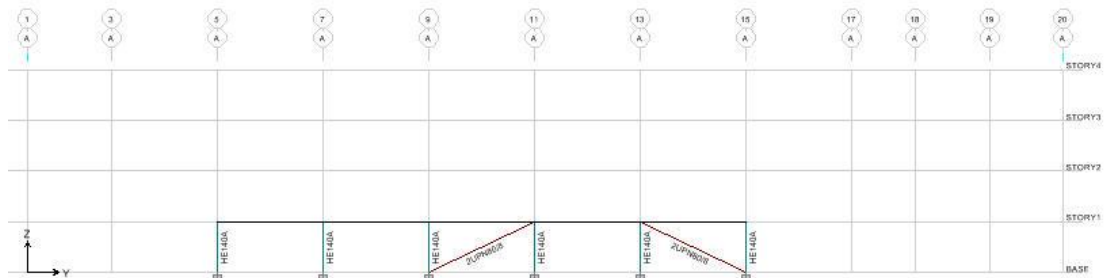
Εικόνα 67: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τομής 1



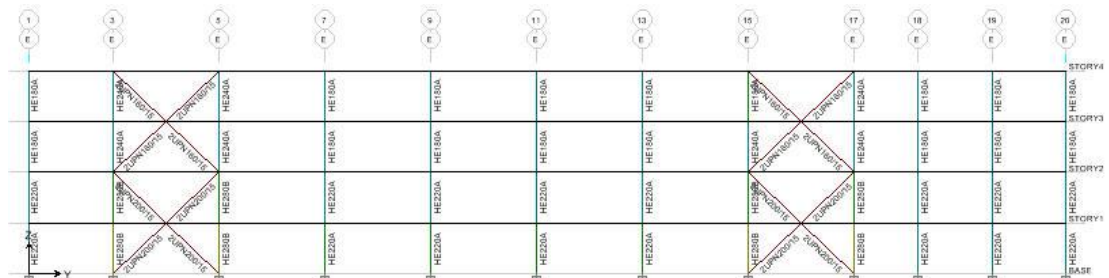
Εικόνα 68: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τομής 7



Εικόνα 69: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τομής 13



Εικόνα 70: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τομής A



Εικόνα 71: Ομοιομορφοποιημένες διατομές στοιχείων τομής E



Πρέπει να αναφερθεί ότι για λόγους πληρότητας της ανάλυσης, μετά την ομοιομορφοποίηση των διατομών του προσομοιώματος, επαναλήφθηκε η ανάλυση μέσω του προγράμματος με τις νέες διατομές των στοιχείων. Ο φορέας ανταποκρίθηκε θετικά στη διαστασιολόγηση αυτή (π.χ. δεν υπερβλήθηκε η αντοχή κανενός υποστυλώματος, παρότι αυξήθηκε η αξονική με την οποία φορτίζονται λόγω αύξησης των διατομών των άνω υποστυλωμάτων και άρα του ίδιου βάρους τους.). Ως προς τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής όπως ήταν αναμενόμενο παρατηρήθηκε μείωση αυτών. Πιο συγκεκριμένα η 1<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος είναι 0,66sec, η 2<sup>η</sup> 0,63sec και η 3<sup>η</sup> 0,437sec. Αξίζει επίσης να αναφερθεί ότι οι μέγιστες ελαστικές μετατοπίσεις των ορόφων περιορίστηκαν στα 0,012m για σεισμό κατά χ και σε 0,022m σε σεισμό κατά την άλλη διεύθυνση.

#### 4.3.3 Ικανοτικός σχεδιασμός

Η ανάγκη για ικανοτικό σχεδιασμό προκύπτει λόγω της χρήσης συντελεστή συμπεριφοράς  $q > 1,50$  στην ελαστική ανάλυση που εκτελέστηκε. Στα πλαίσια του ικανοτικού σχεδιασμού ελέγχεται ικανοποιητικά ο πλαστικός μηχανισμός απόκρισης του φορέα στο σεισμό σχεδιασμού με τα ακόλουθα ειδικότερα κριτήρια:

- Τον ικανοτικό σχεδιασμό που στοχεύει στο να εξασφαλιστεί η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού, ως προς τον αριθμό και τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και παράλληλα στο να αποφευχθούν ψαθυρές μορφές αστοχίας των μελών, καθώς και συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων σε λίγα μόνο μέλη του φορέα.
- Την εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ διαθέσιμης και απαιτούμενης τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων.

##### 4.3.3.1 Διαγώνια μέλη

Στους φορείς με πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από τη διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων πρέπει να τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει



παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης.

Στα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου Χ, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  θα πρέπει να περιορίζεται σε  $1,30 \leq \bar{\lambda} \leq 2,00$ . Το όριο του 1,30 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκυσόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στην οριακή κατάσταση αστοχίας όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκυσόμενη διαγώνιος.

Θα πρέπει επίσης η αντοχή διαρροής  $N_{pl,Rd}$  της συνολικής διατομής να είναι τέτοια ώστε  $N_{pl,Rd} \geq N_{ed}$ . Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάσιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25%, όπου

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}.$$

Γενικά το ύψος του ορόφου είναι 2,40m και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι τοποθετημένοι σε φανώματα μήκους 5,00m και ανά δύο ορόφους. Θεωρούνται οι χιαστί σύνδεσμοι συνδεδεμένοι στο μέσον, άρα το μήκος λυγισμού της διαγωνίου ισούται με το μισό μήκος της διαγωνίου. Συνεπώς από τις απαιτήσεις για περιορισμό της λυγηρότητας προκύπτουν περιορισμοί για την ακτίνα αδράνειας της διατομής που θα επιλεγθεί αφού:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{Af_y}{\frac{\pi^2 EI}{l^2}}} = \frac{l}{\pi i} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \Rightarrow i = \frac{l}{\pi \bar{\lambda}} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Άρα πρέπει  $2,268\text{cm} \leq i < 3,489\text{cm}$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στην αδιάστατη λυγηρότητα. Συνεπώς στο πρόσθετο τμήμα θα μπορούσε να αγνοηθεί αυτός ο έλεγχος. Παρόλα αυτά για να θεωρηθεί ότι τα 2UPN λειτουργούν σαν μία διατομή θα πρέπει η αδιάστατη λυγηρότητα να είναι μεγαλύτερη από 1,5.

### **Κανονικό κτήριο**

Κατά τη διεύθυνση x:

#### **Δύο πρώτοι όροφοι**

$$N_{Ed} = 1930 \quad \text{kN}$$

#### **Επιλογή διατομής**

Επιλέγεται 2UPN180/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 3,35 \quad \text{cm}$$
$$A = 56,00 \quad \text{cm}^2$$

#### **Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου**

$$N_{pl,Rd} = 1988 \quad \text{kN} > N_{Ed} = 1930 \quad \text{kN}$$

#### **Δύο τελευταίοι όροφοι**

$$N_{Ed} = 1194 \quad \text{kN}$$

#### **Επιλογή διατομής**

Επιλέγεται 2UPN160/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 3,20 \quad \text{cm}$$
$$A = 48,00 \quad \text{cm}^2$$

#### **Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου**

$$N_{pl,Rd} = 1704 \quad \text{kN} > N_{Ed} = 1194 \quad \text{kN}$$

Κατά τη διεύθυνση y:

#### **Δύο πρώτοι όροφοι**

$$N_{Ed} = 1853 \quad \text{kN}$$

#### **Επιλογή διατομής**

Επιλέγεται 2UPN180/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 3,35 \text{ cm}$$
$$A = 56,00 \text{ cm}^2$$

#### **Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου**

$$N_{pl,Rd} = 1988 \text{ kN} > N_{Ed} = 1853 \text{ kN}$$

#### **Δύο τελευταίοι όροφοι**

$$N_{Ed} = 968 \text{ kN}$$

#### **Επιλογή διατομής**

Επιλέγεται 2UPN140/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 3,05 \text{ cm}$$
$$A = 40,80 \text{ cm}^2$$

#### **Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου**

$$N_{pl,Rd} = 1448,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 968 \text{ kN}$$

Προέκυψε η ελάχιστη υπεραντοχή  $\Omega = 1,03$ .

#### ***Μη κανονικό κτήριο***

Κατά τη διεύθυνση x:

#### **Δύο πρώτοι όροφοι**

$$N_{Ed} = 2096 \text{ kN}$$

#### **Επιλογή διατομής**

Επιλέγεται 2UPN200/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 3,48 \text{ cm}$$
$$A = 64,40 \text{ cm}^2$$

### Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = 2286,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 2096 \text{ kN}$$

### Δύο τελευταίοι όροφοι

$$N_{Ed} = 1632 \text{ kN}$$

### Επιλογή διατομής

Επιλέγεται 2UPN160/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 2,98 \text{ cm}$$
$$A = 48,00 \text{ cm}^2$$

### Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = 1704 \text{ kN} > N_{Ed} = 1632 \text{ kN}$$

### Πρόσθετο τμήμα α' ορόφου

$$N_{Ed} = 692 \text{ kN}$$

### Επιλογή διατομής

Επιλέγεται 2UPN80/12 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 2,43 \text{ cm}$$
$$A = 22,04 \text{ cm}^2$$

### Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = 782,42 \text{ kN} > N_{Ed} = 692 \text{ kN}$$

Κατά τη διεύθυνση y:

### Δύο πρώτοι όροφοι

$$N_{Ed} = 2075 \text{ kN}$$

### Επιλογή διατομής

Επιλέγεται 2UPN200/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 3,48 \text{ cm}$$
$$A = 64,40 \text{ cm}^2$$

#### **Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου**

$$N_{pl,Rd} = 2286,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 2075 \text{ kN}$$

#### **Δύο τελευταίοι όροφοι**

$$N_{Ed} = 1558 \text{ kN}$$

#### **Επιλογή διατομής**

Επιλέγεται 2UPN160/15 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 2,98 \text{ cm}$$
$$A = 48,00 \text{ cm}^2$$

#### **Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου**

$$N_{pl,Rd} = 1704 \text{ kN} > N_{Ed} = 1558 \text{ kN}$$

#### **Πρόσθετο τμήμα α' ορόφου**

$$N_{Ed} = 644 \text{ kN}$$

#### **Επιλογή διατομής**

Επιλέγεται 2UPN80/12 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

$$i_z = 2,43 \text{ cm}$$
$$A = 22,04 \text{ cm}^2$$

#### **Έλεγχος σε εφελκυσμού διαγωνίου**

$$N_{pl,Rd} = 782,42 \text{ kN} > N_{Ed} = 644 \text{ kN}$$

Προέκυψε η ελάχιστη υπεραντοχή  $\Omega=1,04$ .

#### 4.3.3.2 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα που καταπονούνται κυρίως με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

Όπου:

- $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του υποστυλώματος, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης  $M_{ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,
- $N_{Ed,G}$  η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,
- $N_{Ed,E}$  η αξονική δύναμη που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού,
- $\gamma_{ov}$  ο συντελεστής υπεραντοχής και λαμβάνεται ίσος με 1,25 ,
- $\Omega$  η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου
- $N_{pl,Rd,i}$  η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$ ,
- $N_{Ed,i}$  η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Θα παρουσιαστούν ενδεικτικά τα αποτελέσματα για ένα φάτνωμα ανά διεύθυνση και στα φαντώματα που υπάρχει το πρόσθετο τμήμα στο μη κανονικό κτήριο για να υπάρχει η δυνατότητα σύγκρισης.

#### Κανονικό κτήριο

##### Elevation 13

	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E}$	Δεξί τμήμα	$N_{pl,Rd}$		
Όροφος 1	807	991	2211	2626	kN	HEA260
Όροφος 2	603	990	2005	2626	kN	
Όροφος 3	403	231	730	1833	kN	HEA220
Όροφος 4	196	233	526	1833	kN	

**Elevation E<sub>left</sub>**

	N <sub>Ed,G</sub>	N <sub>Ed,E</sub>	Δεξί τμήμα	N <sub>pl,Rd</sub>		
Όροφος 1	485	1216	2207	2626	kN	HEA260
Όροφος 2	365	1240	2121	2626	kN	
Όροφος 3	227	283	628	1833	kN	HEA220
Όροφος 4	122	283	523	1833	kN	

**Μη κανονικό κτήριο**

**Elevation 13**

	N <sub>Ed,G</sub>	N <sub>Ed,E</sub>	Δεξί τμήμα	N <sub>pl,Rd</sub>		
Όροφος 1	224	100	367	674	kN	HEA140
Όροφος 1	829	1441	2892	3715	kN	HEB280
Όροφος 2	623	1440	2684	3715	kN	
Όροφος 3	404	336	885	1833	kN	HEA240
Όροφος 4	198	336	679	1833	kN	

**Elevation A**

	N <sub>Ed,G</sub>	N <sub>Ed,E</sub>	Δεξί τμήμα	N <sub>pl,Rd</sub>		
Όροφος 1	118	110	275	674	kN	HEA140

**Elevation E<sub>left</sub>**

	N <sub>Ed,G</sub>	N <sub>Ed,E</sub>	Δεξί τμήμα	N <sub>pl,Rd</sub>		
Όροφος 1	518	1771	3053	3715	kN	HEB280
Όροφος 2	351	1771	2886	3715	kN	
Όροφος 3	222	410	809	1833	kN	HEA240
Όροφος 4	118	410	705	1833	kN	

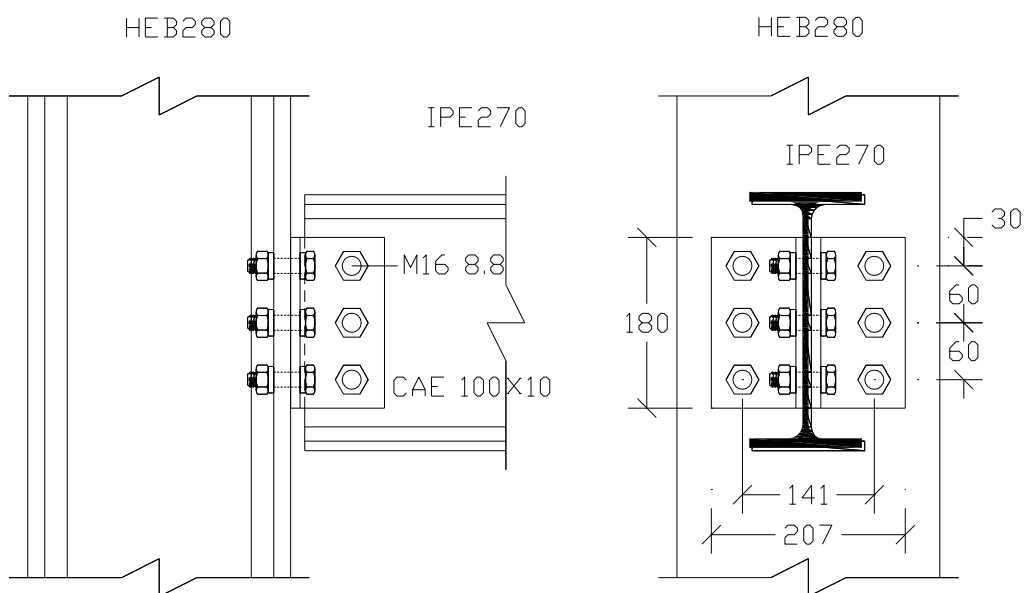
**Επομένως οι επιλεγθείσες διατομές ικανοποιούν άνετα όλες τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού και δεν απαιτείται κάποια διόρθωση.**

#### 4.3.4 Έλεγχος συνδέσεων

##### 4.3.4.1 Αρθρωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος

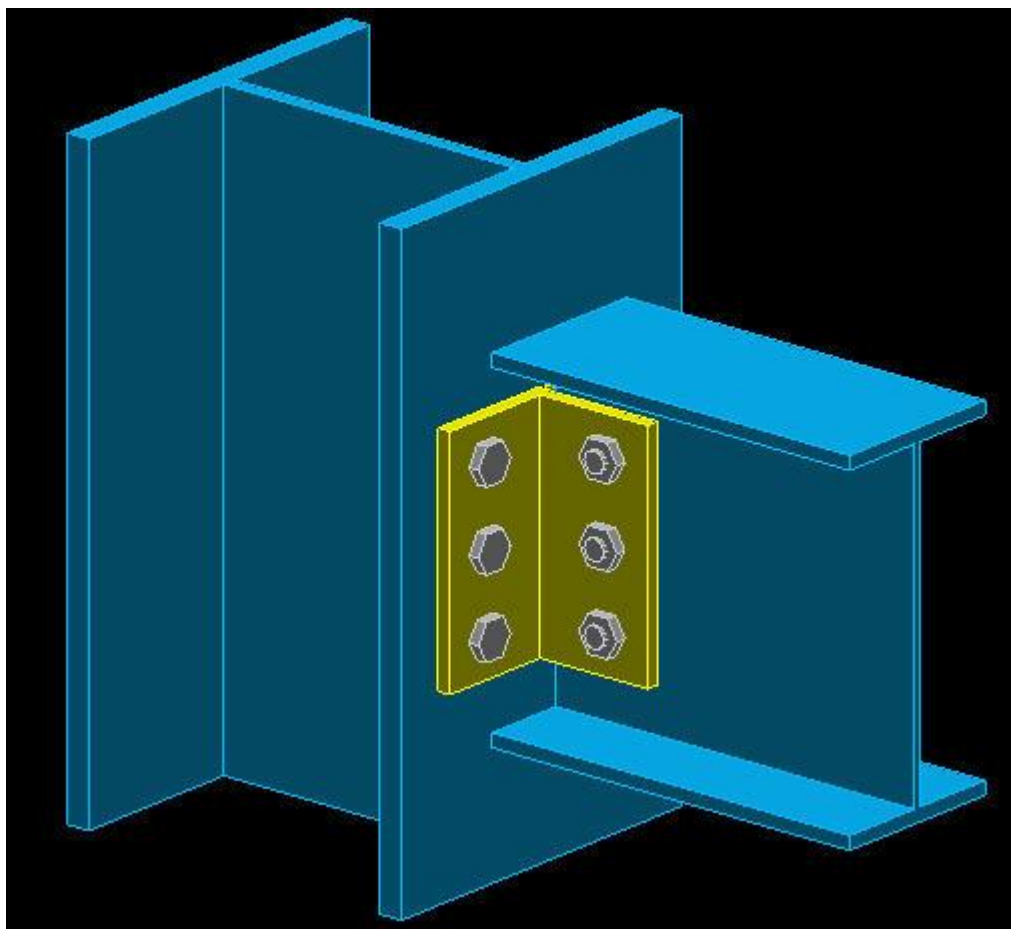
Οι φορείς και στις δύο διευθύνσεις λειτουργούν με συνδέσμους δυσκαμψίας, άρα θεωρούμε αρθρωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος. Έτσι, έχουν διαμορφωθεί κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας με τη χρήση διπλών γωνιακών που κοχλιώνονται στον κορμό των δοκών και στον κορμό ή στο πέλμα των υποστυλωμάτων.

Ελέγχθηκε ενδεικτικά μία τέτοια σύνδεση με διατομή δοκού IPE270 και υποστυλώματος HEB280. Οι έλεγχοι έγιναν για τα εντατικά μεγέθη του συνδυασμού οριακής κατάστασης αστοχίας. Παρατίθεται κατ' αρχάς η γεωμετρία της σύνδεσης μέσω σχεδίων και στη συνέχεια τα αποτελέσματα των υπολογισμών όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Robot.





**Σχήμα 20:** Αρθρωτή σύνδεση δοκού-υποστυλώματος





**Εικόνα 72:** Τρισδιάστατη απεικόνιση αρθρωτής σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος

	Autodesk Robot Structural Analysis 2011	
	<b>Calculation of the beam-column (flange) connection</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

## Geometry

### Column

Section:	HEB 280		
a =	-90	[Deg]	Inclination angle
h <sub>c</sub> =	280	[mm]	Height of column section
b <sub>fc</sub> =	280	[mm]	Width of column section
t <sub>wc</sub> =	11	[mm]	Thickness of the web of column section
t <sub>fc</sub> =	18	[mm]	Thickness of the flange of column section
r <sub>c</sub> =	24	[mm]	Radius of column section fillet
A <sub>c</sub> =	13136	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a column
I <sub>yc</sub> =	192703000	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the column section
Material:	S355		
f <sub>yc</sub> =	355	[MPa]	Design resistance
f <sub>uc</sub> =	490	[MPa]	Tensile resistance

### Beam

Section:	IPE 270		
a =	0	[Deg]	Inclination angle
h <sub>b</sub> =	270	[mm]	Height of beam section
b <sub>b</sub> =	135	[mm]	Width of beam section
t <sub>wb</sub> =	7	[mm]	Thickness of the web of beam section
t <sub>fb</sub> =	10	[mm]	Thickness of the flange of beam section
r <sub>b</sub> =	15	[mm]	Radius of beam section fillet
A <sub>b</sub> =	4595	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a beam
I <sub>yb</sub> =	57897800	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S355		
f <sub>yb</sub> =	355	[MPa]	Design resistance
f <sub>ub</sub> =	490	[MPa]	Tensile resistance

### Angle

Section:	CAE 100x10		
h <sub>k</sub> =	100	[mm]	Height of angle section
b <sub>k</sub> =	100	[mm]	Width of angle section

$t_{fk} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_k =$	12	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_k =$	180	[mm]	Angle length
Material:	S355		
$f_{yk} =$	355	[MPa]	Design resistance
$f_{uk} =$	490	[MPa]	Tensile resistance

### **Bolts**

Class =	8.8		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	157	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	201	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	800	[MPa]	Tensile resistance
k =	1		Number of bolt columns
w =	3		Number of bolt rows
$e_1 =$	30	[mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	60	[mm]	Vertical spacing

### **Material factors**

$g_{M0} =$	1		Partial safety factor
$g_{M2} =$	1,25		Partial safety factor

### **Loads**

$N_{b,Ed} =$	0	[kN]	Axial force
$V_{b,Ed} =$	88,31	[kN]	Shear force
$M_{b,Ed} =$	0	[kN*m]	Bending moment

## Αποτελέσματα

### Κοχλίες υποστυλώματος-γωνιακού

Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 77,21$  [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 90,43$  [kN] Tensile resistance of a single bolt  $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

### Bolt bearing on the column flange

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd1x} = 164,64$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$\alpha_{bz} = 0,86$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,86 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd1z} = 141,77$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$\alpha_{bx} = 0,65$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd2x} = 101,63$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_f / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	0,56 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2z} = 87,11$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$	

### Forces acting on bolts in the column - angle connection

#### Bolt shear

$e = 68$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
$M_0 = 3,02$ [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 14,72$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 25,13$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 25,13$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 14,72$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 77,21$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 77,21$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 25,13  < 77,21$	verified (0,33)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 14,72  < 77,21$	verified (0,19)

#### Bolt tension

$e = 70$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of column flange	
$M_{0t} = 3,10$ [kN*m]	Real bending moment	$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{t,Ed} = 25,85$ [kN]	Tensile force in the outermost bolt	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$25,85 < 90,43$	verified (0,29)

#### Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt

$F_{v,Ed} = 29,12$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{v,Ed} = [F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]^{1/2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,58 < 1,00$	verified (0,58)

#### Κοχλίες γωνιακού-δοκού

#### Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 154,42$ [kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------------------	--	---

### Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$                        $2,50 > 0,00$                       **verified**

$\alpha_{bx} = 0,93$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$      $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$                        $0,93 > 0,00$                       **verified**

$F_{b,Rd1x} = 95,82$  [kN] Bearing resistance of a single bolt     $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$      $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$                        $2,50 > 0,00$                       **verified**

$\alpha_{bz} = 0,86$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$      $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$                        $0,86 > 0,00$                       **verified**

$F_{b,Rd1z} = 89,11$  [kN]    Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$                        $2,50 > 0,00$                       **verified**

$\alpha_{bx} = 0,65$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$      $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$                        $0,65 > 0,00$                       **verified**

$F_{b,Rd2x} = 203,26$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$      $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$                        $2,50 > 0,00$                       **verified**

$\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$      $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$                        $0,56 > 0,00$                       **verified**

$F_{b,Rd2z} = 174,22$  [kN]    Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

### **Forces acting on bolts in the angle - beam connection**

#### Bolt shear

$e = 70$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of column flange	
$M_0 = 6,20$ [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 29,44$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 51,70$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 51,70$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 29,44$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 95,82$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 89,11$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 51,70  < 95,82$	verified (0,54)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 29,44  < 89,11$	verified (0,33)

### Έλεγχος απομειωμένης διατομής

#### Γωνιακό

$A_{nt} = 260$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} = 1050$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 266,17$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 44,16  < 266,17$	verified (0,17)

#### ζ

$A_{nt} = 271$ [mm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} = 990$ [mm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} = 255,95$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 88,31  < 255,95$	verified (0,35)

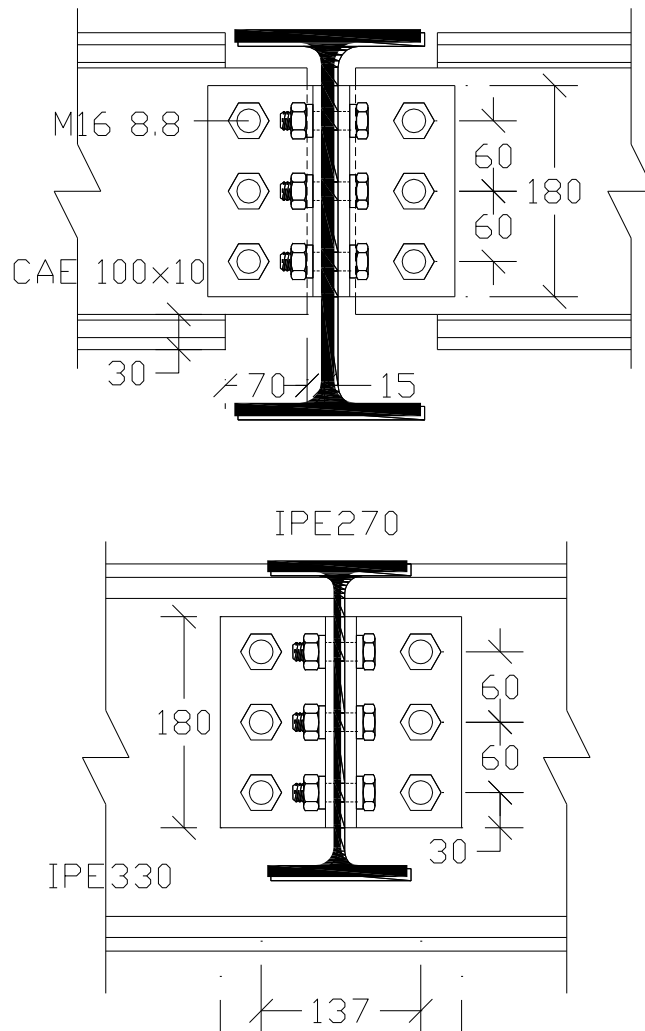
**Connection conforms to the code**

Ratio 0,58

#### 4.3.4.2 Σύνδεση δοκού - δοκού

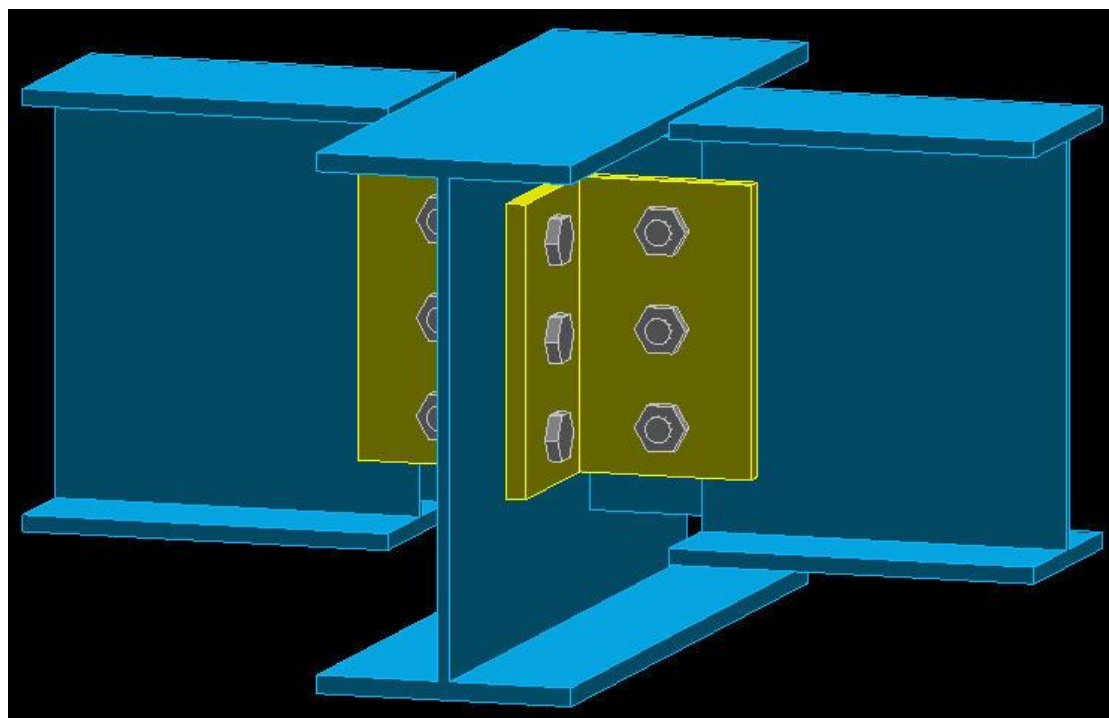
Όπως έχει προαναφερθεί, στα κτήρια εκτός από τις δοκούς που συνδέονται απευθείας με τα υποστυλώματα, υπάρχουν και δευτερεύουσες δοκοί που στηρίζονται πάνω στις κύριες. Αυτές συνδέονται μεταξύ τους με τη χρήση διπλών γωνιακών ελασμάτων που κοχλιώνονται στον κορμό των δοκών. Γίνεται η απαραίτητη απότμηση των δευτερευουσών δοκών ώστε τα άνω πέλματα των δοκών να

βρίσκονται στο ίδιο ύψος. Παρατίθεται αρχικά η γεωμετρία της σύνδεσης μέσω σχεδίων και στη συνέχεια τα αποτελέσματα των υπολογισμών όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Robot.





**Σχήμα 21:** Αρθρωτή σύνδεση δοκού-δοκού





Εικόνα 73: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού-δοκού

	Autodesk Robot Structural Analysis 2011	
	<b>Calculation of the beam-to-beam (web) connection</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

Geometry

Principal beam

Section: IPE 330

$a = -90,0$	[Deg] Inclination angle
$h_g = 330$	[mm] Height of the principal beam section
$b_{fg} = 160$	[mm] Width of the flange of the principal beam section
$t_{wg} = 8$	[mm] Thickness of the web of the principal beam section
$t_{fg} = 12$	[mm] Thickness of the flange of the principal beam section
$r_g = 18$	[mm] Fillet radius of the web of the principal beam section
$A_p = 6261$	[mm <sup>2</sup> ] Cross-sectional area of a principal beam
$I_{yp} = 117669000$	[mm <sup>4</sup> ] Moment of inertia of the principal beam section
Material: S355	
$f_{yg} = 355,00$	[MPa] Design resistance
$f_{ug} = 490,00$	[MPa] Tensile resistance

### Left side

#### Beam

Section:

IPE 270

$a =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{bl} =$	270	[mm]	Height of beam section
$b_{bl} =$	135	[mm]	Width of beam section
$t_{wbl} =$	7	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbl} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{bl} =$	15	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	4595	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a beam
$I_{ybl} =$	57897800	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the beam section

#### Beam cut

$h_1 =$	30	[mm]	Top cut-out
$h_2 =$	30	[mm]	Bottom cut-out
$l =$	70	[mm]	Cut-out length

### Angle

Section: CAE 100x10

$a =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_{kl} =$	100	[mm]	Height of angle section
$b_{kl} =$	100	[mm]	Width of angle section
$t_{fkl} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_{kl} =$	12	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_{kl} =$	180	[mm]	Angle length

Material: S355

$f_{ykl} =$	355,00	[MPa]	Design resistance
$f_{ukl} =$	490,00	[MPa]	Tensile resistance

### Bolts

Bolts connecting angle with beam

Class =	8.8		Bolt class
$d =$	16	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	157	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	201	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section

Bolts connecting angle with beam

Class = 8.8	Bolt class
$f_{ub} = 800,00$ [MPa]	Tensile resistance
$k = 1$	Number of bolt columns
$w = 3$	Number of bolt rows
$e_1 = 30$ [mm]	Level of first bolt
$p_1 = 60$ [mm]	Vertical spacing

Right side

Beam

Section: IPE 270

$a = 0,0$	[Deg]	Inclination angle
$h_{br} = 270$	[mm]	Height of beam section
$b_{br} = 135$	[mm]	Width of beam section
$t_{wbr} = 7$	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fbr} = 10$	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_{br} = 15$	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_{br} = 4595$	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a beam
$I_{ybr} = 57897800$	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the beam section

Beam cut

$h_1 = 30$	[mm]	Top cut-out
$h_2 = 30$	[mm]	Bottom cut-out
$l = 70$	[mm]	Cut-out length

Angle

Section: CAE 100x10

$h_{kr} = 100$	[mm]	Height of angle section
$b_{kr} = 100$	[mm]	Width of angle section
$t_{fkr} = 10$	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_{kr} = 12$	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_{kr} = 180$	[mm]	Angle length

Material: S355

$f_{ykr} = 355,00$ [MPa]	Design resistance
$f_{ukr} = 490,00$ [MPa]	Tensile resistance

Bolts

Bolts connecting angle with principal beam

Class = 8.8		Bolt class
d = 16	[mm]	Bolt diameter
d <sub>0</sub> = 18	[mm]	Bolt opening diameter
A <sub>s</sub> = 157	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
A <sub>v</sub> = 201	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
f <sub>ub</sub> = 800,00	[MPa]	Tensile resistance
k = 1		Number of bolt columns
w = 3		Number of bolt rows
e <sub>1</sub> = 30	[mm]	Level of first bolt
p <sub>1</sub> = 60	[mm]	Vertical spacing

Bolts connecting angle with beam

Class = 8.8		Bolt class
d = 16	[mm]	Bolt diameter
d <sub>0</sub> = 18	[mm]	Bolt opening diameter
A <sub>s</sub> = 157	[mm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
A <sub>v</sub> = 201	[mm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
f <sub>ub</sub> = 800,00	[MPa]	Tensile resistance
k = 1		Number of bolt columns
w = 3		Number of bolt rows
e <sub>1</sub> = 30	[mm]	Level of first bolt
p <sub>1</sub> = 60	[mm]	Vertical spacing

Material factors

g <sub>M0</sub> = 1,00	Partial safety factor	[2.2]
g <sub>M2</sub> = 1,25	Partial safety factor	[2.2]

Loads

Left side

N <sub>b2,Ed</sub> = 0,00	[kN]	Axial force
V <sub>b2,Ed</sub> = 113,00	[kN]	Shear force
M <sub>b2,Ed</sub> = 0,00	[kN*m]	Bending moment

Right side

N <sub>b1,Ed</sub> = 0,00	[kN]	Axial force
V <sub>b1,Ed</sub> = 113,00	[kN]	Shear force
M <sub>b1,Ed</sub> = 0,00	[kN*m]	Bending moment

## Results

### Left side

Bolts connecting angle with principal beam

Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 77,21$  [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / g_{M2}$

$F_{t,Rd} = 90,43$  [kN] Tensile resistance of a single bolt  $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / g_{M2}$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bx} = 0,65$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd2x} = 101,63$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bz} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd2z} = 87,11$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

Forces acting on bolts in the principal beam - angle connection

### Bolt shear

$e = 68$  [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$M_0 = 3,86$  [kN\*m] Real bending moment  $M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 18,83$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force  $F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} / n$

$F_{Mx} = 32,16$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment  $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / S_{z_i}^2$

$F_{x2,Ed} = 32,16$  [kN] Design total force in a bolt on the direction x  $F_{x2,Ed} = F_{Mx}$

$F_{z2,Ed} = 18,83$  [kN] Design total force in a bolt on the direction z  $F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 77,21$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 77,21$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd2z})$

$|F_{x2,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|32,16| < 77,21$  **verified** (0,42)

$e = 68$  [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$$|F_{z2,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |18,83| < 77,21 \quad \text{verified (0,24)}$$

#### Bolt tension

$e = 69$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$M_{0t} = 3,88$  [kN\*m] Real bending moment

$$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$$

$F_{t,Ed} = 32,37$  [kN] Tensile force in the outermost bolt

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / S_{z_i}^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{tRd} \quad 32,37 < 90,43 \quad \text{verified (0,36)}$$

#### Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt

$F_{v,Ed} = 37,27$  [kN] Resultant shear force in a bolt  $F_{v,Ed} = F \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$$F_{v,Ed} / F_{vRd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,74 < 1,00 \quad \text{verified (0,74)}$$

Bolts connecting angle with beam

Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 154,42$  [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / g_{M2}$

#### Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$a_{bx} = 0,93$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 0,93 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$F_{b,Rd1x} = 95,82$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$a_{bz} = 0,83$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 0,83 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$F_{b,Rd1z} = 86,24$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

#### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bx} = 0,65$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd2x} = 203,26$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bz} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd2z} = 174,22$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Forces acting on bolts in the angle - beam connection

**Bolt shear**

$e = 69$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$M_0 = 7,77$  [kN\*m] Real bending moment  $M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 37,67$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force  $F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$

$F_{Mx} = 64,74$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment  $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / S_{z_i}^2$

$F_{x2,Ed} = 64,74$  [kN] Design total force in a bolt on the direction x  $F_{x2,Ed} = F_{Mx}$

$F_{z2,Ed} = 37,67$  [kN] Design total force in a bolt on the direction z  $F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 95,82$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 86,24$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|64,74| < 95,82$  **verified** (0,68)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|37,67| < 86,24$  **verified** (0,44)

Verification of the section due to block tearing

Angle

$A_{nt} = 260$  [mm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 1050$  [mm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 266,17$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / g_{M0}$

$|0.5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|56,50| < 266,17$  **verified** (0,21)

Beam

$A_{nt} = 271$  [mm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 792$  [mm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 215,37$  [kN] Design capacity of a section  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / g_{M2} +$

$A_{nt} = 271$  [mm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension weakened by openings  $(1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / g_{M0}$

$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$  |113,00| < 215,37 **verified** (0,52)

Right side

Bolts connecting angle with principal beam

Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 77,21$  [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / g_{M2}$

$F_{t,Rd} = 90,43$  [kN] Tensile resistance of a single bolt  $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / g_{M2}$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2,5$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$  2,50 > 0,00 **verified**

$a_{bx} = 0,65$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$  0,65 > 0,00 **verified**

$F_{b,Rd2x} = 101,63$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$  2,50 > 0,00 **verified**

$a_{bz} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$  0,56 > 0,00 **verified**

$F_{b,Rd2z} = 87,11$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Forces acting on bolts in the principal beam - angle connection

### Bolt shear

$e = 68$  [mm] Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web

$M_0 = 3,86$  [kN\*m] Real bending moment  $M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 18,83$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force  $F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} / n$

$F_{Mx} = 32,16$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment  $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / S_z i^2$

$F_{x1,Ed} = 32,16$  [kN] Design total force in a bolt on the direction x  $F_{x1,Ed} = F_{Mx}$

$F_{z1,Ed} = 18,83$  [kN] Design total force in a bolt on the direction z  $F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 77,21$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the  $F_{Rdx} = \min(F_{vRd},$



$e = 68$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web direction x		$F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} = 77,21$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd2z})$
$ F_{x1,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 32,16  < 77,21$	verified	(0,42)
$ F_{z1,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 18,83  < 77,21$	verified	(0,24)

### Bolt tension

$e = 69$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		
$M_{0t} = 3,88$ [kN*m]	Real bending moment		$M_{0t} = 0.5 * V_{b1,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 32,37$ [kN]	Tensile force in the outermost bolt		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$32,37 < 90,43$	verified	(0,36)

### Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt

$F_{v,Ed} = 37,27$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,74 < 1,00$	verified	(0,74)

Bolts connecting angle with beam

Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 154,42$ [kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$
--------------------------	--	--

### Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified
$a_{bx} = 0,93$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd1x} = 95,82$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified
$a_{bz} = 0,83$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd1z} = 86,24$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

### Bolt bearing on the angle

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bx} = 0,65$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd2x} = 203,26$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bz} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rd2z} = 174,22$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Forces acting on bolts in the angle - beam connection

#### Bolt shear

$e = 69$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$M_0 = 7,77$  [kN\*m] Real bending moment  $M_0 = V_{b1,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 37,67$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force  $F_{Vz} = V_{b2,Ed} / n$

$F_{Mx} = 64,74$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment  $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / S z_i^2$

$F_{x1,Ed} = 64,74$  [kN] Design total force in a bolt on the direction x  $F_{x1,Ed} = F_{Mx}$

$F_{z1,Ed} = 37,67$  [kN] Design total force in a bolt on the direction z  $F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 95,82$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 86,24$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|64,74| < 95,82$  **verified** (0,68)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|37,67| < 86,24$  **verified** (0,44)

Verification of the section due to block tearing

Angle

$A_{nt} = 260$  [mm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 1050$  [mm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 266,17$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / g_{M0}$

$$|0.5 \cdot V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |56,50| < 266,17 \quad \text{verified (0,21)}$$

Beam

$A_{nt} = 271$  [mm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 792$  [mm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = 215,37$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / g_{M0}$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |113,00| < 215,37 \quad \text{verified (0,52)}$$

Verification of principal beam

Bolt bearing on the principal beam web

Direction x

$k_x = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_x = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_x > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bx} = 1,00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_b > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rdx} = 117,60$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rdx} = k_x \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Direction z

$k_z = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_z = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_z > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **verified**

$a_{bz} = 0,86$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$   $0,86 > 0,00$  **verified**

$F_{b,Rdz} = 101,27$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rdz} = k_z \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / g_{M2}$

Resultant force acting on the outermost bolt

$F_{x,Ed} = 64,32$  [kN] Design total force in a bolt on the direction x  $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 37,67$  [kN] Design total force in a bolt on the direction z  $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx} \quad |64,32| < 117,60 \quad \text{verified (0,55)}$$

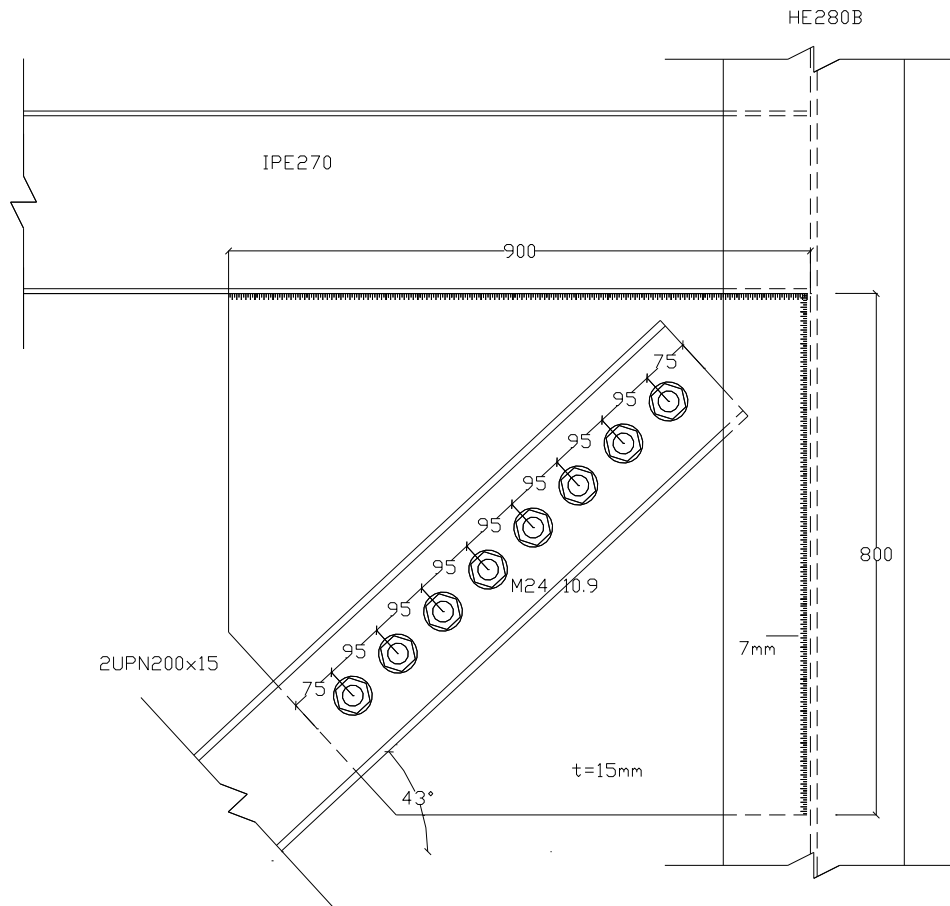
$$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz} \quad |37,67| < 101,27 \quad \text{verified (0,37)}$$

**Connection conforms to the code** Ratio 0,74

#### 4.3.4.3 Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας

Στα κτήρια έχουν τοποθετηθεί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα, - τύπου X, αυτοί συνδέονται με τις κεφαλοδοκούς και τα υποστυλώματα με τη βοήθεια

ελάσματος. Πιο συγκεκριμένα, ένα έλασμα κοχλιώνεται ανάμεσα στα 2UPN και αυτό συγκολλάται στην κεφαλοδοκό και το υποστύλωμα. Η σύνδεση αποτυπώνεται στο παρακάτω σχέδιο.



**Σχήμα 22:** Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με δοκό και υποστύλωμα

Ακολουθεί ο αναλυτικός υπολογισμός της σύνδεσης, η οποία πραγματοποιήθηκε έτσι ώστε να είναι πλήρους αντοχής και να ικανοποιεί της απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού.

#### Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{64,4 \cdot 35,5}{1,00} = 2286,2kN > N_{ed} = 2096kN$$

### Έλεγχος σε εφελκυσμό ελάσματος σύνδεσης

Για τη σύνδεσης της διαγωνίου στον κόμβο τοποθετείται έλασμα, του οποίου το πάχος επιλέγεται ίσο με 15 mm. Επίσης, για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M24.

#### Αντοχή της απομειωμένης διατομής

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (b' - 2,6) \cdot 1,5 \cdot 51}{1,25} \geq 1,20 \cdot N_{pl,Rd} = 2743,44kN$$

$\Rightarrow b' \geq 52,42cm$ : απαιτούμενο πλάτος του ελάσματος στη θέση της πρώτης οπής.

Το έλασμα διαπλατώνεται για να ικανοποιηθεί ο έλεγχος αντοχής της απομειωμένης διατομής. Έτσι, επιλέγεται πλάτος ελάσματος στη θέση της πρώτης οπής ίσο με  $b=530$  mm και με αντοχή απομειωμένης διατομής:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot (25 - 2,2) \cdot 1,2 \cdot 51}{1,25} = 1004,65kN$$

#### Αντοχή διαρροής της διατομής του ελάσματος

$$N_{pl,Rd,ελασμι} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{b \cdot 1,5 \cdot 35,5}{1,00} \geq 1,50 \cdot N_{pl,Rd} = 2743,44kN$$

$\Rightarrow b' \geq 51,52cm$ : απαιτούμενο πλάτος του ελάσματος.

Επιλέγεται πλάτος ελάσματος στη θέση της πρώτης οπής ίσο με  $b=530$ mm.

Οι κοχλιωτές συνδέσεις διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με τη διεύθυνση της προς τη μεταφορά της δύναμης. Στην προκειμένη περίπτωση, η δύναμη είναι κάθετη στον άξονα του κοχλία, άρα είναι μια σύνδεση διάτμησης. Επιλέγεται να υλοποιηθούν προεντεταμένες κοχλιώσεις. Σε αυτές, η μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων γίνεται μέσω της αναπτυσσόμενης τριβής των συνδεόμενων ελασμάτων, η οποία οφείλεται στη δύναμη προέντασης, και ονομάζονται κοχλιώσεις τριβής. Από ένα σημείο και μετά, η τριβή υπερνικάται και λαμβάνει χώρα ολίσθηση μεταξύ των ελασμάτων. Από εκείνο το σημείο και μετά η κοχλίωση συμπεριφέρεται ως κοχλίωση άντυγας. Στις κοχλιώσεις τριβής γίνεται διάκριση μεταξύ εκείνων που η ολίσθηση συμβαίνει στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας κι εκείνων που συμβαίνει στην

οριακή κατάσταση αστοχίας. Στις κοχλιώσεις τριβής πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες ποιότητας 8.8 ή 10.9 γιατί αν επιλέγονταν κοχλίες χαμηλότερης αντοχής θα διέρρεαν κατά την προένταση και δεν θα υπήρχε αύξηση δύναμης.

Επιλέχθηκε να πραγματοποιηθούν κοχλιωτές συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω έλεγχοι:

Αντοχή σε ολίσθηση:  $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:  $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$

Αντοχή απομειωμένης διατομής:  $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$

#### Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Δεν απαιτείται ο έλεγχος έναντι διάτμησης αλλά θα χρησιμοποιηθεί για να υπολογιστεί το απαιτούμενο πλήθος κοχλιών. Επιλέγονται δίτημοι κοχλίες M24 ποιότητας 10.9. Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση δίνεται από τύπο:

$$F_{V,Rd} = n \frac{a_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m$$

όπου:

n: τα επίπεδα διάτμησης

$a_v=0,50$  για κοχλίες ποιότητας 10.9,

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4,52 \text{cm}^2 \text{ και}$$

m: το πλήθος των κοχλιών.

Οι συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων απαιτείται να έχουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να περιορίζουν τη διαρροή στα πλάσιμα μέλη και πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:  $R_d \geq 1,20R_{fy}$ , όπου:

$R_d$ : η οριακή αντοχή της σύνδεσης

$R_{fy}$ : η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους.

Άρα:

$$F_{V,Rd} = 2 \cdot \frac{0,50 \cdot 4,52 \cdot 100}{1,25} \cdot m = 361,91 \cdot m > 1,20 \cdot N_{pl,Rd} = 2743,44kN$$

$$\Rightarrow m > \frac{2743,44}{361,91} = 7,58 \text{ . Άρα } m=8.$$

Με 8Μ24 ποιότητας 10.9 η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι:

$$F_{V,Rd} = 2 \cdot \frac{0,50 \cdot 4,52 \cdot 100}{1,25} \cdot 8 = 2895,28kN$$

### Αντοχή σε ολίσθηση

Η αντοχή σε ολίσθηση δίνεται από τον τύπο:

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} \cdot m$$

όπου:

n: ο αριθμός των επιφανειών τριβής,

μ: ο συντελεστής ολίσθησης όπου για γαλβανισμένες επιφάνειες σε πάχος 50-80μm είναι ίσος με  $\mu=0,4$ ,

$k_s=1,0$  για κοχλίες σε κανονικές οπές,

m: το πλήθος των κοχλιών και

$F_{p,C}$ : η δύναμη προέντασης που δίνεται από τον τύπο

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 100 \cdot 4,52 = 316,4kN$$

$$\text{Άρα } F_{S,Rd} = \frac{1,0 \cdot 3 \cdot 0,4}{1,10} \cdot 316,4 \cdot 8 = 2761,30 \text{ kN} > 1,20 N_{pl,Rd} = 2743,44 \text{ kN}$$

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας δίνεται από τον κάτωθι τύπο:

$$F_{b,Rd} = n \frac{k_1 \cdot a \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}}$$

όπου:

n: το πλήθος των οπών

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

d: η διάμετρος του κοχλία και

d<sub>0</sub>: η διάμετρος της οπής.

$$\text{Άρα } F_{b,Rd} = 8 \frac{2,50 \cdot a \cdot 51 \cdot 2,4 \cdot 1,5}{1,25} = (2937,6a) \text{ kN}$$

Πρέπει:

$$F_{b,Rd} \geq 1,20 N_{pl,Rd} \Rightarrow a \geq \frac{1,20 \cdot 2286,2}{2937,6} \Rightarrow a \geq 0,934$$

Δηλαδή να ισχύει:

$$\frac{e_1}{3 \cdot d_0} \geq 0,934 \Rightarrow e_1 \geq 72,85 \text{ mm} \text{ και}$$



$$\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \geq 0,934 \Rightarrow p_1 \geq 92,35mm$$

Ωστόσο πρέπει να ικανοποιούνται οι ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις βάσει του κανονισμού:

$$\min e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 28 = 33,6mm$$

$$\min p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2mm$$

$$\max e_1 = 40 + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 15 = 100,0mm$$

$$\max p_1 = \min(14 \cdot t; 200mm) = \min(14 \cdot 15; 200) = \min(210; 200) = 200mm$$

Επιλέχθηκαν οι παρακάτω αποστάσεις:

$$33,6mm < e_1 = 75mm < 100mm$$

$$57,2mm < p_1 = 95mm < 200,0mm$$

$$\text{Συνεπώς } \alpha = \min\left\{\frac{75}{3 \cdot 26}, \frac{95}{3 \cdot 26} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51}; 1\right\} = \min\{0,962; 0,968; 1,96; 1\} = 0,962$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας είναι

$$F_{b,Rd} = 8 \frac{2,50 \cdot 0,962 \cdot 51 \cdot 2,6 \cdot 1,5}{1,25} = 2825kN$$

**Προφανώς έχει εξασφαλιστεί η υπεραντοχή της σύνδεσης** καθώς:

$$F_{b,Rd} = 2825kN > 1,20N_{pl,Rd} = 2743,44kN$$

### Έλεγχος απομειωμένης διατομής:

Στην περίπτωση των συνδέσεων με κοχλίες τριβής οι αιχμές των τάσεων στις παρειές των οπών είναι κατά πολύ μειωμένες. Έτσι, η εφελκυστική διατομή θα αστοχήσει λόγω διαρροής και η αντοχή είναι συνδεδεμένη με την καθαρή διατομή.

Συνεπώς πρέπει:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(64,4 - 2 \cdot 2,6 \cdot 0,85) \cdot 35,5}{1,00} = 2129,29kN \geq F_{v,Ed} = 2096kN$$

Για τη σύνδεση των χιαστί συνδέσμων μεταξύ τους δεν έγιναν αναλυτικοί υπολογισμοί. Ωστόσο, η σύνδεση αυτή θα γίνει με τέτοιο τρόπο, ώστε απλώς να εξασφαλίζεται η κοινή παραμόρφωση τους κατά τη σεισμική καταπόνηση τους.

### Έλεγχος συγκόλλησης κομβοελάσματος

Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται από τον τύπο:

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{51}{\sqrt{3} \cdot 0,90 \cdot 1,25} = 26,17kN/cm^2$$

Επιλέγεται το πάχος της συγκόλλησης

$$a = 7mm < 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 10,2mm = 7,14mm$$

Αδρανειακά χαρακτηριστικά της συγκόλλησης:

$$\text{Εμβαδόν: } A = 2 \cdot 90 \cdot 0,7 + 2 \cdot 80 \cdot 0,7 = 238cm^2$$

Κέντρο βάρους συγκόλλησης:

$$y = \frac{2 \cdot 90 \cdot 0,7 \cdot 0,35 + 2 \cdot 80 \cdot 0,7 \cdot 40}{238} = 23,99cm$$

$$z = \frac{2 \cdot 90 \cdot 0,7 \cdot 0,35 + 2 \cdot 80 \cdot 0,7 \cdot 40}{238} = 19,01cm$$

Ροπές αδράνειας ως προς το κέντρο βάρους της συγκόλλησης:

$$I_y = 2 \cdot 90 \cdot 0,7 \cdot (23,99 - 0,35)^2 + 2 \cdot \frac{0,7 \cdot 80^3}{12} + 2 \cdot 0,7 \cdot 80 \cdot (40 - 23,99)^2 = 158852 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \cdot 80 \cdot 0,7 \cdot (19,01 - 0,35)^2 + 2 \cdot \frac{0,7 \cdot 90^3}{12} + 2 \cdot 0,7 \cdot 90 \cdot (45 - 19,01)^2 = 209161 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 158852 + 209161 = 368013 \text{ cm}^4$$

Δρώντα μεγέθη:

$$V_{Ed,y} = 1,20 \cdot N_{pl,Rd} \cdot \cos 43,83^\circ = 2743,44 \cdot 0,721 = 1979,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 1,20 \cdot N_{pl,Rd} \cdot \sin 43,83^\circ = 2743,44 \cdot 0,693 = 1899,89 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1979,11 \cdot (49,36 - 23,99) - 1899,89 \cdot (37,66 - 19,01) = 14764 \text{ kNcm} = 147,64 \text{ kNm}$$

Τάσεις:

Οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται λόγω τέμνουσας και συνεπίπεδης ροπής είναι:

- Στο άνω αριστερά σημείο  $(y,z)=(90,0.35)$

$$\tau_{Ed,y} = \frac{V_{Ed,z}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_p} z = \frac{1899,89}{2 \cdot 90 \cdot 0,7} + \frac{15372}{368013} (19,01 - 0,35) = 15,83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Ed,z} = \frac{V_{Ed,y}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_p} y = \frac{1979,11}{2 \cdot 80 \cdot 0,7} + \frac{15372}{368013} (90,00 - 23,99) = 20,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \sqrt{\tau_{Ed,y}^2 + \tau_{Ed,z}^2} = \sqrt{15,83^2 + 17,92^2} = 25,76 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,wd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

- Στο κάτω δεξιά σημείο  $(y,z)=(0.35,80)$

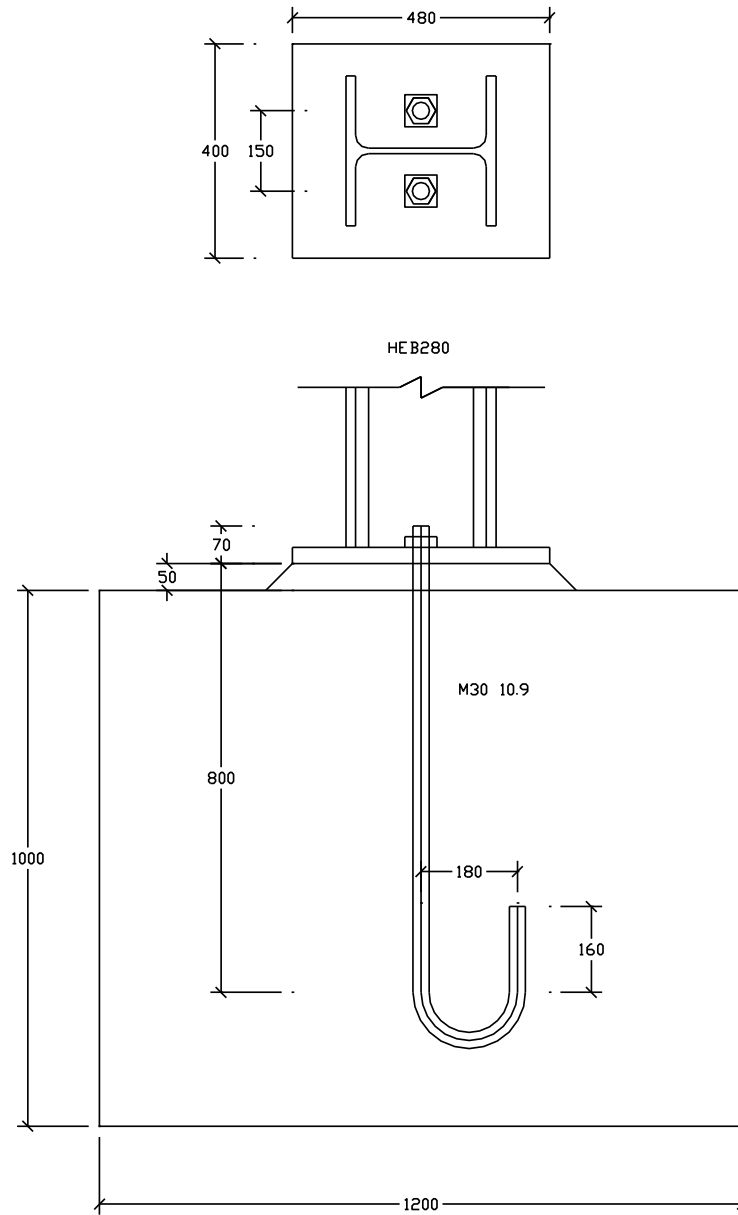
$$\tau_{Ed,y} = \frac{V_{Ed,z}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_p} z = \frac{1899,89}{2 \cdot 80 \cdot 0,7} + \frac{15372}{368013} (23,99 - 0,35) = 17,91 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Ed,z} = \frac{V_{Ed,y}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_p} y = \frac{1979,11}{2 \cdot 90 \cdot 0,7} + \frac{15372}{368013} (80,00 - 19,01) = 18,15 \text{ kN/cm}^2$$

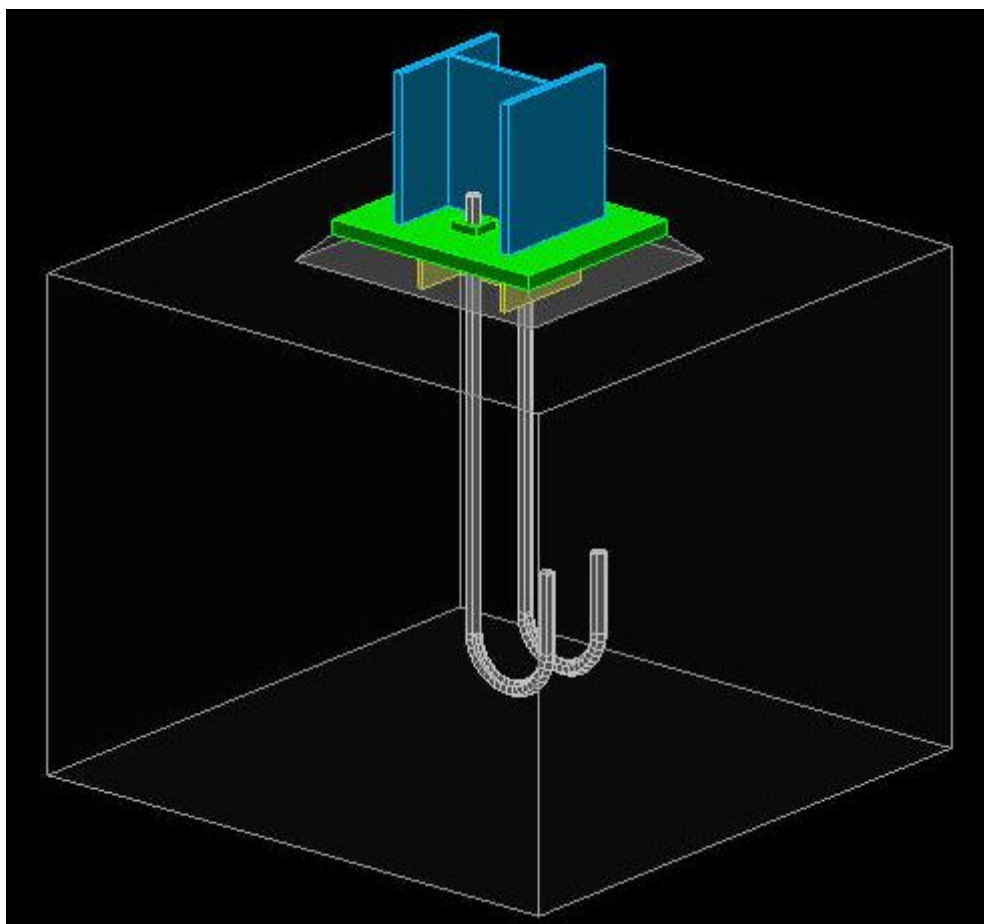
$$\tau_{Ed} = \sqrt{\tau_{Ed,y}^2 + \tau_{Ed,z}^2} = \sqrt{17,91^2 + 18,15^2} = 25,50 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,wd} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

#### 4.3.4.4 Σύνδεση έδρασης



Όπως έχει ήδη αναφερθεί τα υποστυλώματα έχουν θεωρηθεί ότι εδράζονται αρθρωτά. Επιλέχθηκε η χρήση αγκυρίων στο εσωτερικό του υποστυλώματος για να υλοποιηθεί η άρθρωση. Όλα τα μεταλλικά στοιχεία είναι ποιότητας χάλυβα S355 και το σκυρόδεμα είναι ποιότητας C25/30. Στο σχήμα που ακολουθεί, παρουσιάζεται η γεωμετρία της σύνδεσης ενώ ακολουθούν και αναλυτικοί υπολογισμοί όπως εκτελέστηκαν από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ROBOT.



**Σχήμα 23:** Αρθρωτή σύνδεση έδρασης υποστυλώματος



**Εικόνα 74:** Τρισδιάστατη απεικόνιση αρθρωτής έδρασης υποστυλώματος

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	2011	
	<b>Pinned</b>	<b>column</b>	<b>base</b>	<b>design</b>	<b>design</b>	
Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete						Ratio <b>0,73</b>

## Γεωμετρία

### Υποσύλωμα

Section:	HEB 280	
$L_c = 2,40$	[m]	Column length
$a = 0,0$	[Deg]	Inclination angle
$h_c = 280$	[mm]	Height of column section
$b_{fc} = 280$	[mm]	Width of column section
$t_{wc} = 11$	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} = 18$	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c = 24$	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c = 13136$	[mm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} = 192703000$	[mm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the column section
Material:	S355	
$f_{yc} = 355,00$	[MPa]	Resistance
$f_{uc} = 490,00$	[MPa]	Yield strength of a material

### Σκυρόδεμα βάσης

$l_{pd} = 480$	[mm]	Length
$b_{pd} = 400$	[mm]	Width
$t_{pd} = 30$	[mm]	Thickness
Material:	S355	
$f_{ypd} = 355,00$	[MPa]	Resistance
$f_{upd} = 490,00$	[MPa]	Yield strength of a material

### Αγκύρια

Class = 10.9	Anchor class	
$f_{yb} = 900,00$	[MPa]	Yield strength of the anchor material
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Tensile strength of the anchor material
$d = 30$	[mm]	Bolt diameter
$A_b = 561$	[mm <sup>2</sup> ]	Effective anchor area
$n = 2$	Number of bolt rows	
$e_v = 150$	[mm]	Vertical spacing

**Διαστάσεις αγκυρίων**

$$L_1 = 70 \quad [\text{mm}]$$

$$L_2 = 800 \quad [\text{mm}]$$

$$L_3 = 180 \quad [\text{mm}]$$

$$L_4 = 160 \quad [\text{mm}]$$

**Παξιμάδι**

$$l_{wd} = 60 \quad [\text{mm}] \quad \text{Length}$$

$$b_{wd} = 60 \quad [\text{mm}] \quad \text{Width}$$

$$t_{wd} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Thickness}$$

**Σφήνα**

Section: HEA 220

$$l_w = 100 \quad [\text{mm}] \quad \text{Length}$$

Material: S355

$$f_{yw} = 355,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistance}$$

**Θεμέλιο**

$$L = 1200 \quad [\text{mm}] \quad \text{Spread footing length}$$

$$B = 1200 \quad [\text{mm}] \quad \text{Spread footing width}$$

$$H = 1000 \quad [\text{mm}] \quad \text{Spread footing height}$$

**Σκυρόδεμα**

Class C25

$$f_{ck} = 25,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Characteristic resistance for compression}$$

**Grout layer**

$$t_g = 50 \quad [\text{mm}] \quad \text{Thickness of leveling layer (grout)}$$

$$f_{ck,g} = 18,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Characteristic resistance for compression}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coeff. of friction between the base plate and concrete}$$

**Welds**

$$a_p = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Footing plate of the column base}$$

$$a_w = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Wedge}$$

**Εντατικά μεγέθη**

$$N_{j,Ed} = -2278,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Axial force}$$



$N_{j,Ed} = -2278,00$	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} = 964,00$	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} = 10,00$	[kN]	Shear force

## Αποτελέσματα

### Θλιβόμενη ζώνη

#### COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} = 16,67$	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 30,43$	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p F(f_{yp}/(3*f_j*g_{M0}))$			
$c = 59$	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 136$	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 398$	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 54299$	[mm <sup>2</sup> ]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 488694$	[mm <sup>2</sup> ]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*F(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$A_{c1} = 488694$	[mm <sup>2</sup> ]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$b_j = 0,67$		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = b_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$			
$f_{jd} = 33,33$	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 124789$	[mm <sup>2</sup> ]	Bearing area for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 4159,63$	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]

#### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 4159,63$	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression [6.2.8.2.(1)]

Connection capacity check

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,55 < 1,00$	verified (0,55)
---------------------------------------	---------------	-----------------

*Διάτμηση*

**BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE**

**Shear force  $V_{i,Ed,y}$**

$a_{d,y} = 1,30$	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$a_{b,y} = 1,00$	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coeff. taking account of the bolt position perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 882,00$ [kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]

**Shear force  $V_{i,Ed,z}$**

$a_{d,z} = 0,79$	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$a_{b,z} = 0,79$	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coeff. taking account of the bolt position perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 698,25$ [kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]

**SHEAR OF AN ANCHOR BOLT**

$a_b = 0,25$	Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{bv} = 707$ [mm <sup>2</sup> ]	Effective anchor area	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Tensile strength of the anchor material	[6.2.2.(7)]
$g_{M2} = 1,25$	Partial safety factor	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{bv} / g_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 140,24$ [kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm	[6.2.2.(7)]

$a_M = 2,00$	Factor related to the fastening of an anchor in the foundation	CEB [9.3.2.2]
$M_{RK,s} = 3,58$ [kN*m]	Characteristic bending resistance of an anchor	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 75$ [mm]	Lever arm length	CEB [9.3.2.2]
$g_{Ms} = 1,20$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{RK,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 79,52$ [kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm	CEB [9.3.1]

### CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} = 256,67$ [kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Factor related to the anchor length	CEB [9.3.3]
$g_{Mc} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 237,65$ [kN]	Concrete resistance for pry-out failure	CEB [9.3.1]

### CONCRETE EDGE FAILURE

#### Shear force $V_{i,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 1308,40$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,y} = 0,76$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,y} = 1,00$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,y} = 0,93$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,y} = 1,00$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,y} = 1,00$	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,y} = 1,00$	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * y_{A,V,y} * y_{h,V,y} * y_{s,V,y} * y_{ec,V,y} * y_{a,V,y} * y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 428,55$ [kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]

#### Shear force $V_{i,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 1598,55$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,z} = 0,58$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,z} = 1,00$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,z} = 0,88$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,z} = 1,00$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,z} = 1,00$	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,z} = 1,00$	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * y_{A,V,z} * y_{h,V,z} * y_{s,V,z} * y_{ec,V,z} * y_{a,V,z} * y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$		

$$F_{v,Rd,c,z} = 377,74 \text{ [kN]} \quad \text{Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]}$$

### SPLITTING RESISTANCE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coeff. of friction between the base plate and concrete [6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 2278,00 \text{ [kN]} \quad \text{Compressive force [6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 683,40 \text{ [kN]} \quad \text{Slip resistance [6.2.2.(6)]}$$

### BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / g_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 490,00 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / g_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 513,33 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

### SHEAR CHECK

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1332,44 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,72 < 1,00 \quad \text{verified (0,72)}$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 1355,78 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verified (0,01)}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,73 < 1,00 \quad \text{verified (0,73)}$$

Welds between the column and the base plate

$$s_{\perp} = 108,75 \text{ [MPa]} \quad \text{Normal stress in a weld [4.5.3.(7)]}$$

$$t_{\perp} = 108,75 \text{ [MPa]} \quad \text{Perpendicular tangent stress [4.5.3.(7)]}$$

$$t_{yII} = 125,31 \text{ [MPa]} \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,y} \text{ [4.5.3.(7)]}$$

$$t_{zII} = 2,93 \text{ [MPa]} \quad \text{Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,z} \text{ [4.5.3.(7)]}$$

$$b_w = 0,90 \quad \text{Resistance-dependent coefficient [4.5.3.(7)]}$$

$$s_{\perp} / (f_u / g_{M2}) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{verified (0,28)}$$

$$F(s_{\perp}^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t_{\perp}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,71 < 1,00 \quad \text{verified (0,71)}$$

$$F(s_{\perp}^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t_{\perp}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,50 < 1,00 \quad \text{verified (0,50)}$$

Weakest component:

ANCHOR BOLT - SHEAR - WITH LEVER ARM

**Connection conforms to the code**

Ratio

0,73

## Επίλογος

Σα γενικό συμπέρασμα, μπορεί να σχολιαστεί ότι παρουσιάζονται σημαντικές αλλαγές στα εντατικά μεγέθη, άρα και στη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας λόγω τις διαφορετικής αντιμετώπισης των δύο κτηρίων από τον Ευρωκώδικα 8. Θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στους ελέγχους για την κανονικότητα των κτηρίων και να λαμβάνονται σωστά υπόψη οι μεταβολές των εντατικών μεγεθών και κατ' επέκταση και των αποτελεσμάτων της διαστασιολόγησης.

## Βιβλιογραφία

1. Chrest A., Smith M., Bhuyan S., Monahan D. and Iqbal M., Parking Structures; Planning design, construction, maintenance, repair, 3d edition, Εκδόσεις Kluwer Academic Publishers Boston/Dordrecht/London 2002
2. «Car Parks in steel», ArcelorMittal (Long Carbon Europe Sections and Merchant Bars) from <http://www.arcelormittal.com/sections>
3. EN 1991-1-1, EUROCODE 1: Actions in structures, Part 1-1: General actions-Densities, self-weight, imposed loads for buildings, CEN, Brussels, Apr. 2002.
4. EN 1991-1-2, EUROCODE 1: Actions in structures, Part 1-3: General actions-Snow loads, CEN, Brussels, Febr. 2002.
5. EN 1991-1-2, EUROCODE 1: Actions in structures, Part 1-4: General actions-Wind loads, CEN, Brussels, Dec. 2003.
6. EN 1991-1-2, EUROCODE 1: Actions in structures, Part 1-7: Accidental actions, CEN, Brussels, July 2002.
7. EN 1993-1-1, EUROCODE 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, April 2003.
8. EN 1993-1-1, EUROCODE 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, April 2003.
9. EN 1998-1-1, EUROCODE 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings and rules for buildings, CEN, Brussels, April 2003.
10. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι. και Ιωαννίδης Γ., Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων, Κλειδάριθμος, 2005.
11. Βάγιας Ι., Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2<sup>η</sup> έκδοση, Κλειδάριθμος, 2001.
12. Ερμόπουλος Ι., Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά παραδείγματα και παραδείγματα εφαρμογής, Κλειδάριθμος, 2005.
13. Εγχειρίδιο χρήσης ETABS Version 8, User interface reference manual, CSI, January 2002.

14. Εγχειρίδιο χρήσης ETABS Version 8, Steel frame design manual, CSI, January 2002.
15. Εγχειρίδιο χρήσης ETABS Version 8, Composite floor frame design manual, CSI, January 2002.
16. Νομοθεσία Γκαράζ, Εκδόσεις Γρηγ. Χρ. Φούντας, Έκδοση 95-12
17. Άρθρο «Parkhaussysteme in Stahlverbundbauweise», Wolfgang Kurz, Fachthemen 2007
18. Άρθρο «Parkhaus CHL Centre Hospitalier de Luxembourg: Verbunddecken mit Faserbeton», Jaques Brauch & Gernot Wolperding, Fachthemen 2007
19. Χαλυβδόφυλλο SYMDECK <http://www.kalpinis-simos.gr/symdesign>