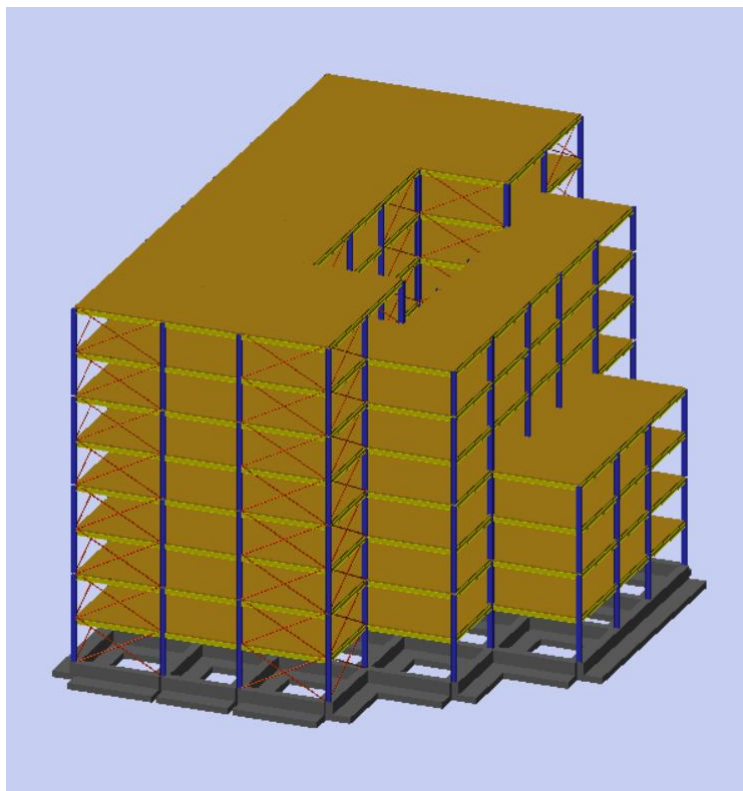




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Συμμίκτου Πολυωρόφου Κτιρίου Γραφείων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ακύλας Ν. Καρούτας

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Μάρτιος 2022

ΕΜΚ ΔΕ 2022/03

Καρούτας Ν. Α. (2022).  
Σχεδιασμός συμμίκτου πολυώροφου κτιρίου γραφείων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022/03  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Karoutas N. A. (2022).  
Design of a steel-concrete composite office building  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2022/03  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	2
Abstract .....	3
Ευχαριστίες .....	4
1 Εισαγωγή .....	5
1.1 Γενικά στοιχεία έργου.....	6
1.2 Υλικά κατασκευής .....	10
1.2.1 Φέρων Οργανισμός.....	10
1.2.2 Δευτερεύοντα υλικά κατασκευής .....	12
2 Δράσεις & Φορτίσεις Κτιρίου.....	16
2.1 Γενικά περί των Δράσεων.....	16
2.2 Μόνιμα φορτία.....	17
2.3 Μεταβλητά φορτία.....	17
2.4 Φορτία χιονιού επί της στέγης .....	19
2.5 Δράσεις ανέμου.....	22
2.6 Σεισμικές δράσεις .....	26
2.7 Συνδυασμοί δράσεων.....	33
3 Στατικό μοντέλο - Επίλυση.....	36
3.1 Εισαγωγή.....	36
3.2 Μοντέλο κτιρίου .....	36
3.3 Γενική περιγραφή ελέγχων .....	41
3.3.1 Γενικοί έλεγχοι δομικού χάλυβα.....	41
3.3.2 Υπολογισμός αντοχής συμμίκτων διατομών δοκών .....	46
3.3.3 Διατμητικοί σύνδεσμοι .....	47
3.3.4 Υπολογισμός οπλισμών πλακών.....	50
4 Αποτελέσματα ανάλυσης κτιρίου .....	52
4.1 Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη.....	52
4.2 Μετάθεση κέντρου μάζας ορόφων .....	53
4.3 Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.....	54
4.4 Ιδιοπερίοδοι και Φασματικές επιταχύνσεις .....	55
4.5 Φαινόμενα 2ας τάξης.....	56
4.6 Σεισμικός αρμός.....	57
4.7 Δυσμενέστεροι λόγοι ανά κατηγορία μελών .....	58
4.8 Θεμελιώδεις Ιδιομορφές ανά διεύθυνση.....	59
5 Μόρφωση και υπολογισμός συνδέσεων του Φ.Ο.....	61
5.1 Αποτελέσματα ελέγχου τυπικών δοκίδων .....	61
5.2 Τυπικές συνδέσεις κόμβων .....	64
6 Συμπεράσματα .....	73
7 Βιβλιογραφία .....	74

## **Σχεδιασμός συμμίκτου πολυωρόφου κτιρίου γραφείων**

Καρούτας Ν. Α. (Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ)

### **Περίληψη**

Τα τελευταία χρόνια στον Ελλαδικό Χώρο παρατηρείται ότι ο κατασκευαστικός κλάδος έχει αρχίσει να εκδηλώνει αυξανόμενο ενδιαφέρον ως προς την επιλογή του μορφοχάλυβα σαν πρωτεύον υλικό στην κατασκευή του Φ.Ο. των κτιρίων.

Με την επιλογή του συνδυασμού μορφοχάλυβας-σκυρόδεμα για την κατασκευή (ακόμη και των οριζοντίων μόνο) στοιχείων του Φ.Ο. ( σύμμικτες πλάκες και δοκοί ), αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας της κατασκευής, μειώνεται ο βαθμός ακουστικότητας και καθίστανται οι στάθμες του κτιρίου ευκολότερες σε οποιαδήποτε εσωτερική διαρρύθμισή τους

Με την παραπάνω μορφή Φ.Ο. κατασκευάζονται σήμερα κτίρια γραφείων, χώροι πολλαπλής χρήσης, εμπορικά καταστήματα, ή και κτίρια κατοικιών.

Μία από τις ενδιαφέρουσες μορφές κτιρίων, είναι αυτές που λόγω των Διατάξεων περί Ιδεατού Στερεού του Οικοδομικού Κανονισμού, κατασκευάζονται με καθ' ύψος κλιμακωτή διάταξη των ορόφων τους.

Η παρούσα εργασία έχει σαν αντικείμενο την μόρφωση και τον υπολογισμό (με χρήση του προγράμματος *FESPA της LH Λογισμικής*), του σύμμικτου Φ.Ο. ενός νέου 8-ορόφου Κτιρίου Γραφείων με καθ' ύψος κλιμάκωση των ορόφων του, που επιπρόσθετα περιλαμβάνει εσωτερικό αίθριο χώρο για την βελτίωση των συνθηκών Φωτισμού-Εξαερισμού. Το οικοπέδο ανέγερσης, έχει πρόσβαση στην πρόσοψη, από οδό πλάτους 10 μ. και η Οικοδομική Γραμμή ταυτίζεται με την Ρυμοτομική.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2022/03

**Design of a steel-concrete composite office building**

Karoutas N. A. (supervised by Tasos Abraam)

**Abstract**

The last few years It has been observed that the construction sector in Greece has begun to show an increased interest in choosing structural steel as the main material for the construction of the B.S. (bearing structure) of building.

By choosing the combination structural steel-concrete for the construction of (even for horizontal only) components of the B.S., the fire-protection of the structure is increased, the audibility is decreased and the levels of the building became easier to layout.

With the use of the beforementioned B.S. style today are constructed office buildings, spaces for multiple usage, commercial business units or residential building.

One of the more interesting building models are the ones that due to the constrains regarding the ideal solid of the building regulations, are constructed with a staggered profile.

The scope of the following paper is the architectural and structural design (*with the use of FESPA*), of the steel-concrete composite B.S. of an 8-stores office building constructed with a staggered profile, with additional inside patio to improve the lighting-ventilation of the building. The building site, has access to the frontage, from a road 10m wide and the property line coincides with the building line.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τους κ. Καθηγητές του Τμήματός μου, που συνέβαλαν με το ενδιαφέρον και την μεταδοτικότητα τους στην επιτυχημένη ολοκλήρωση του κύκλου σπουδών μου.

Ιδιαίτερα επιθυμώ να ευχαριστήσω τον Επιβλέποντα Καθηγητή μου, κ. Τάσο Αβραάμ για την εξαιρετική συνεργασία και την βοήθεια που μου προσέφερε κατά την εκπόνηση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας.

Τέλος ευχαριστώ την οικογένεια μου για την συμπαράσταση και βοήθεια που μου παρείχαν κατά την διάρκεια των σπουδών μου.

# 1 Εισαγωγή

Στην παρούσα εργασία σχεδιάζεται και μελετάται σύμμικτο 8-όροφο κτίριο γραφείων του οποίου ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός των κατόψεων έχει λάβει υπόψιν, τον περιορισμό που επιβάλλει το ιδεατό στερεό του Οικοδομικού Κανονισμού. Το συνολικό εμβαδόν του κτιρίου είναι  $E = 8786,00$  τ.μ.

Ο Φέρων Οργανισμός του φορέα θα μελετηθεί με την βοήθεια του στατικού λογισμικού FESPA μέσω του οποίου ελέγχεται η επάρκεια των χαλύβδινων και συμμίκτων διατομών που αρχικά επιλέγονται και στην συνέχεια βελτιστοποιούνται με βάση τα κριτήρια ασφαλείας και οικονομικότητας.

Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο απεικονίζεται η διάταξη των ορόφων-σταθμών του κτιρίου και περιγράφονται τα χαρακτηριστικά των υλικών που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του.

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο αναγράφονται τα είδη φορτίων και οι συνδυασμοί δράσεων που λαμβάνονται υπόψη κατά την ανάλυση.

Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται η μοντελοποίηση του φέροντος οργανισμού του προς επίλυση κτιρίου, αναγράφονται οι έλεγχοι που γίνονται για μεταλλικά, σύμμικτα μέλη και υπολογίζονται οι οπλισμοί των συμπαγών πλακών των σταθμών.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης του κτιρίου.

Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται συνοπτική παρουσίαση ελέγχου μελών και τυπικών συνδέσεων κόμβων.

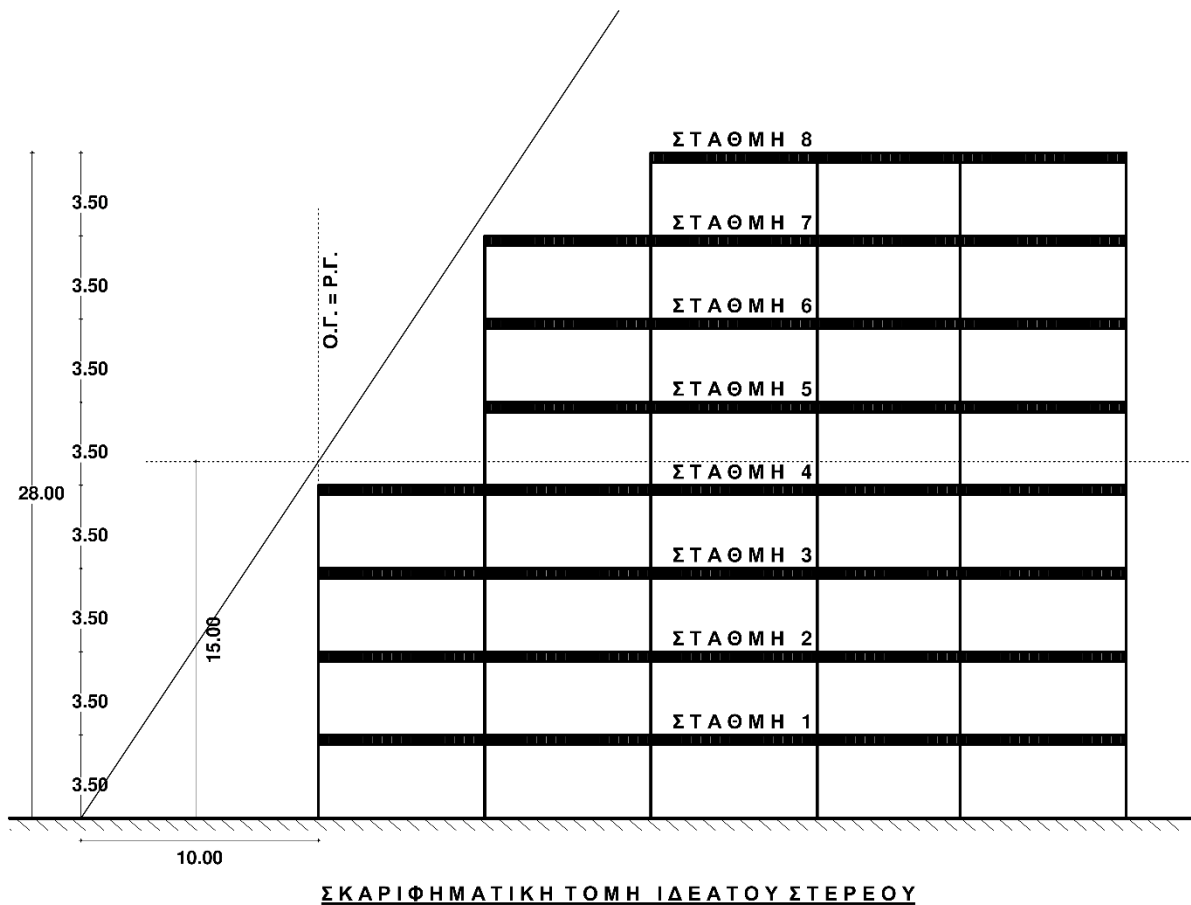
Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν έπειτα από την ολοκλήρωση της μελέτης του κτιρίου.

## 1.1 Γενικά στοιχεία έργου

Στην παράγραφο αυτή γίνεται αναφορά στην αρχιτεκτονική δομή του κτιρίου σε κάθε στάθμη και περιγράφονται τα γενικά χαρακτηριστικά των υλικών των μελών του.

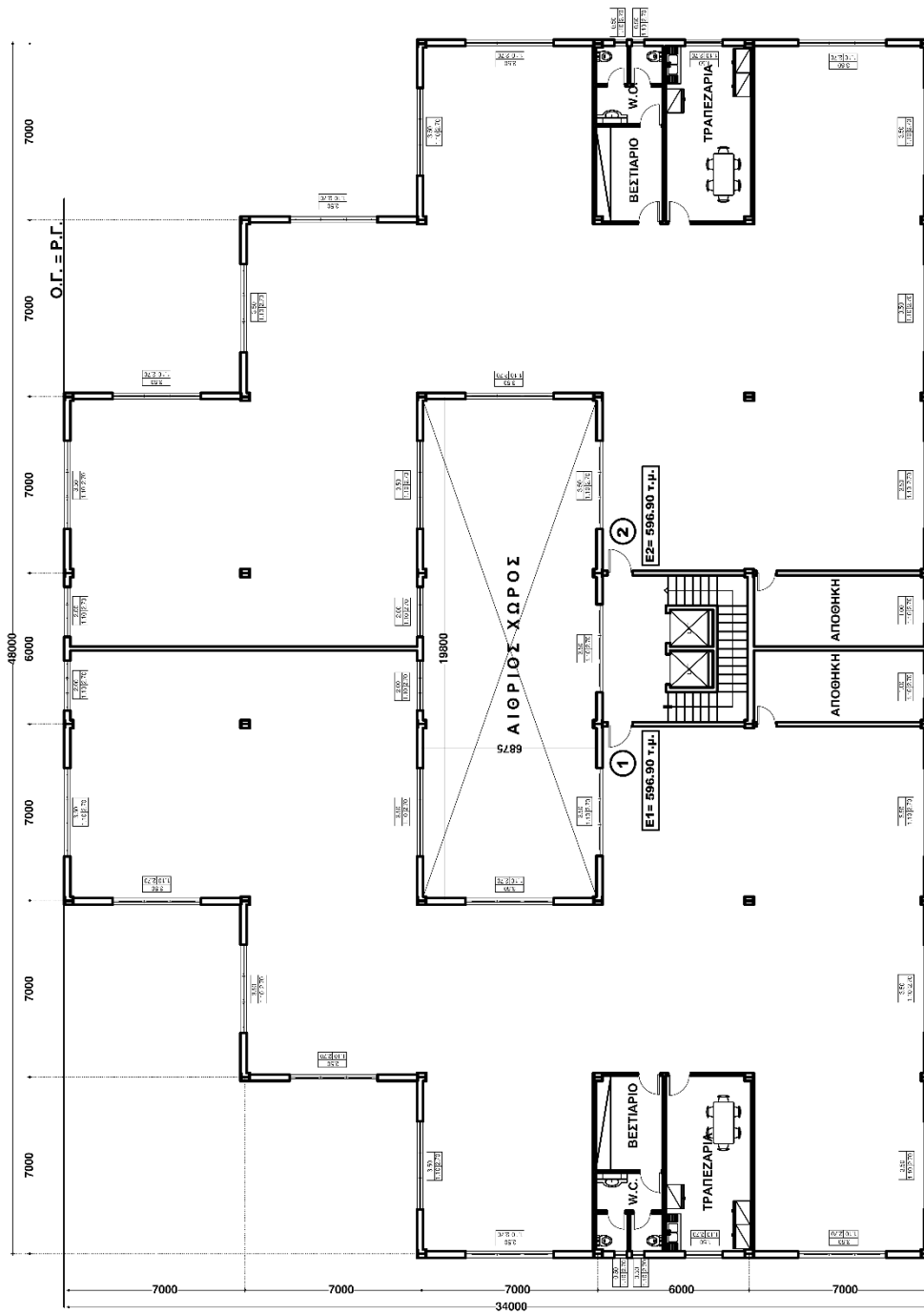
Προκειμένου να παρέχεται ευελιξία ως προς την διαμόρφωση των χώρων του κάθε ορόφου-στάθμης επιλέγεται διάταξη υποστυλωμάτων σε κάναβο 7x7. Επί πλέον για τον φωτισμό-αερισμό του κλιμακοστασίου και των υπολοίπων χώρων του κάθε ορόφου διαμορφώνεται Αίθριος Χώρος, όπως φαίνεται στα σχέδια κατόψεων που ακολουθούν.

Το μικτό ύψος των ορόφων του, προβλέπεται 3,5μ με αποτέλεσμα οι πρώτες τέσσερις στάθμες (1, 2, 3 και 4) να κατασκευάζονται εφαπτόμενες στην πρόσοψη τους με την οικοδομική γραμμή, οι επόμενες τρεις στάθμες (5, 6 και 7) οπισθοχωρούν κατά 7μ ενώ η στάθμη 8 οπισθοχωρεί κατά 14μ.



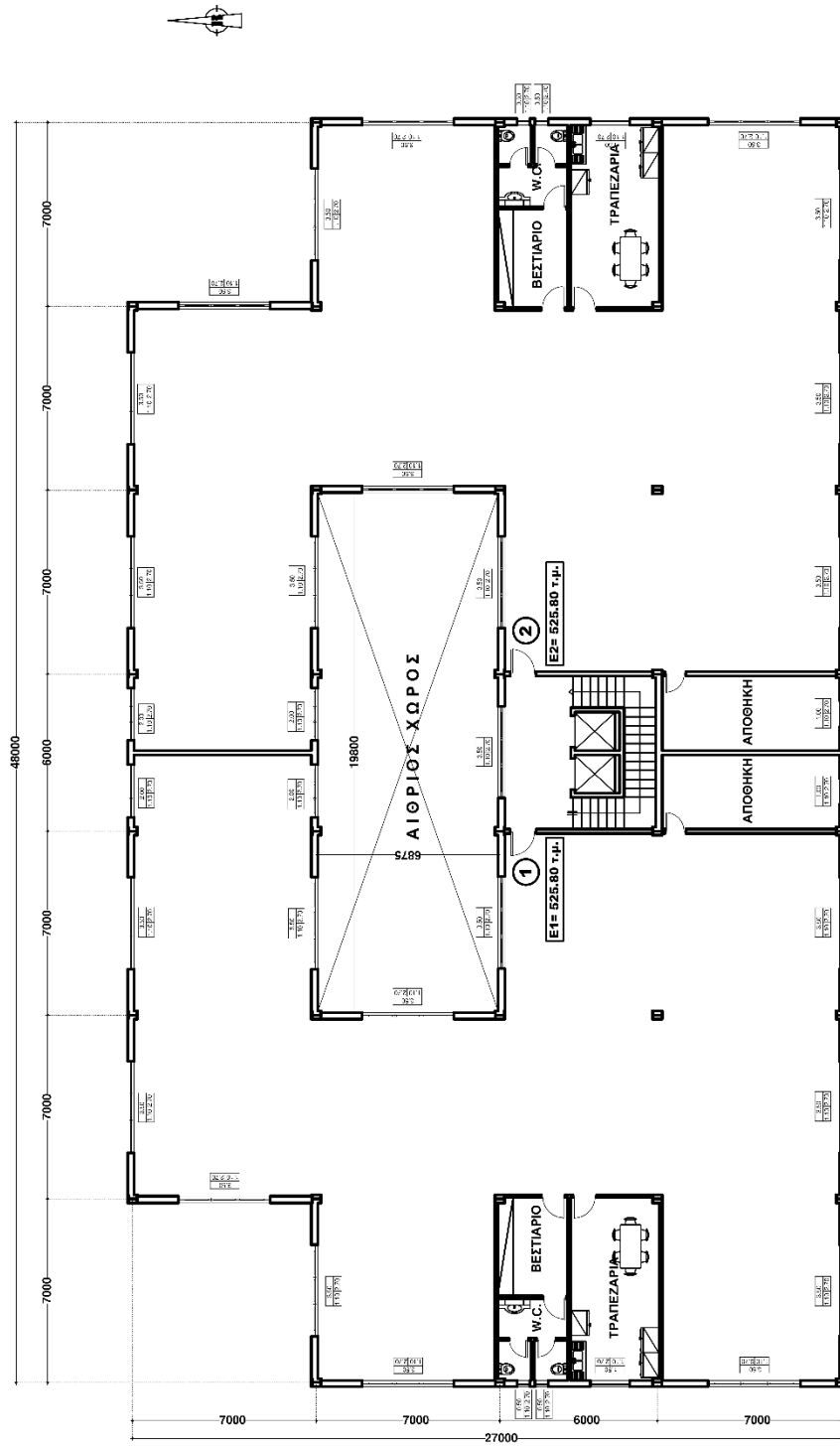


ΑΝΩΝΥΜΗ ΟΔΟΣ ΠΛΑΤΟΥΣ 10.00 μ.



**ΚΑΤΟΨΗ ΣΤΑΘΜΩΝ 1-2-3-4**

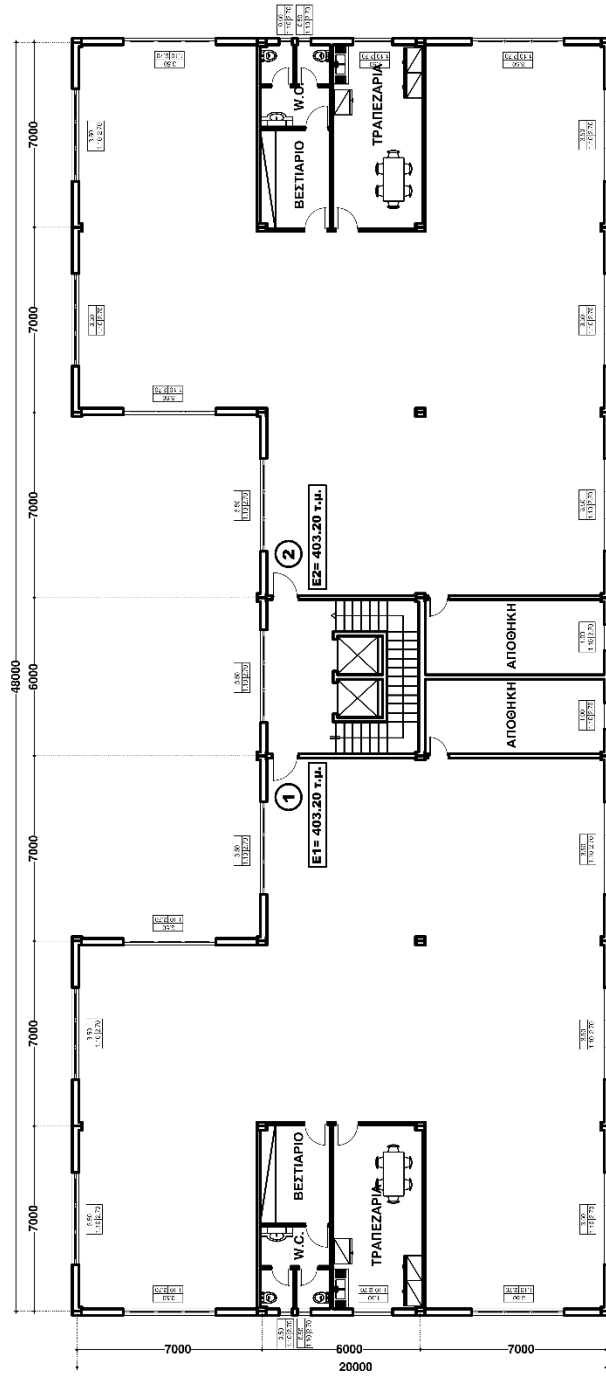
ΑΝΩΝΥΜΗ ΟΔΟΣ ΠΛΑΤΟΥΣ 10.00 μ.



ΚΑΤΟΨΗ ΣΤΑΘΜΩΝ 5-6-7



ΑΝΩΝΥΜΗ ΟΔΟΣ ΠΛΑΤΟΥΣ 10.00 μ.



**ΚΑΤΟΨΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 8**

## 1.2 Υλικά κατασκευής

Σε αυτή την παράγραφο περιγράφονται τα γενικά χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες των υλικών των μελών του κτιρίου που κατασκευάζεται.

### 1.2.1 Φέρων Οργανισμός.

Ο Φέρων Οργανισμός αποτελείται από χαλύβδινο σκελετό ο οποίος υλοποιείται σε όλες τις στάθμες του κτιρίου. Για την κατασκευή των πατωμάτων των σταθμών επιλέγεται πλάκα σκυροδέματος σταθερού πάχους η οποία συνδέεται με διατμητικούς ήλους με τις δοκίδες και τις κύριες δοκούς με αποτέλεσμα οι διατομές των μελών αυτών να λειτουργούν ως σύμμικτες.

### Δομικός Χάλυβας

Για την ποιότητα του πρωτεύοντος υλικού, που είναι ο δομικός χάλυβας, επιλέγεται η S235 με τάση διαρροής  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  και τάση θραύσης  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ . Η σύσταση των δομικών χαλύβων αποτελείται κυρίως από σίδηρο στον οποίον προστίθεται ένα ποσοστό άνθρακα και διάφορα άλλα στοιχεία. Ο άνθρακας και τα προστιθέμενα αυτά υλικά καθορίζουν τις τελικές ιδιότητες του κράματος όπως είναι η αντοχή, η ολκιμότητα, η συγκολλησιμότητα και η αντοχή στην διάβρωση.

Το υλικό αυτό λόγω του ότι είναι ομοιογενές και ισότροπο σε συνδυασμό με την υψηλή τιμή του μέτρου ελαστικότητας που έχει, αποδίδει μεγάλο λόγο αντοχής προς ίδιο βάρος για εφελκυσμό, αλλά και για θλίψη, με αποτέλεσμα όταν χρησιμοποιείται σαν πρωτεύον υλικό στα στοιχεία του Φ.Ο. μιας κατασκευής, να επιτρέπει πραγματοποίηση μεγάλων ανοιγμάτων στα καμπτόμενα μέλη του χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση, πράγμα που είναι ιδιαίτερα επιθυμητό στον Αρχιτεκτονικό Σχεδιασμό.

Η επιλογή του σήμερα για την κατασκευή του Φ.Ο. των κτιρίων οφείλεται στο ότι λόγω της βιομηχανοποιημένης παραγωγής του, παρέχει αξιοπιστία ως προς τα μηχανικά χαρακτηριστικά της κάθε παραγόμενης ποιότητας, καθώς και σταθερότητα στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών της κάθε σειράς.

Ως σοβαρά μειονεκτήματα του υλικού επισημαίνονται: η ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες που αναπτύσσουν οι πυρκαγιές στις κατασκευές, η ευαισθησία σε επαναλαμβανόμενη φόρτιση (κόπωση υλικού), η μικρή αντοχή των γραμμικών χαλύβδινων μελών σε λυγισμό (λόγω μικρών τιμών των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των διατομών τους)

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά που λαμβάνονται υπόψιν στους στατικούς υπολογισμούς με υλικό τον δομικό χάλυβα είναι τα εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο διάτμησης  $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  ανά  $^{\circ}\text{C}$  (για  $T \leq 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ )

## **Σκυρόδεμα**

Από τα πλέον σημαντικά μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος είναι η αντοχή του σε θλίψη. Αυτή εξαρτάται εκτός των άλλων από την τιμή του υδατοσυντελεστή και την κοκκομετρική διαβάθμιση των αναμειγνυόμενων με τον τσιμεντοπολτό αδρανών. Η παραγωγή του σήμερα είναι τυποποιημένη και περιλαμβάνει διάφορες κατηγορίες ποιοτήτων ως αναφορά την τιμή της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής. Στις σύμμικτες κτιριακές πλάκες επιλέγονται συνήθως ποιότητες μέσης ή και υψηλής αντοχής (C20/25, C25/30 ή C30/37). Πρόσθετα πλεονεκτήματα είναι η αντοχή του στις μεγάλες θερμοκρασίες, στην μηχανική φθορά, η ευκολία στην μορφοποίηση και μικρή σχετικά απαίτηση συντήρησης σε σχέση με άλλα υλικά.

Τα πιο σημαντικά ίσως μειονεκτήματα του είναι η μεγάλη τιμή του ίδιου βάρους και η ψαθυρότητα που εμφανίζει λόγω της ανομοιογένειας των συστατικών του. Αυτά το καθιστούν ακατάλληλο υλικό για υλοποίηση μελών με μεγάλα ανοίγματα. Τέλος επισημαίνεται ότι κατά την διάστρωσή του χρειάζεται επιμελημένη εργασία και ότι σε περιπτώσεις βλαβών οι αποκατάσταση του είναι δαπανηρή.

Η κατηγορία ποιότητας του σκυροδέματος που επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί στην παρούσα εργασία είναι η C30/37 με χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ .

Με την τοποθέτησή του στο δάπεδο της κάθε στάθμης και την κατάλληλη διατμητική σύνδεση με ήλους στα καμπτόμενα μέλη του Φ.Ο. της κατασκευής (δοκίδες, κύριες δοκοί) επιτυγχάνεται σημαντική αύξηση της αντοχής της προκύπτουσας σύνθετης διατομής έναντι της χαλύβδινης του κάθε μέλους και ταυτόχρονα εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία της κάθε στάθμης του κτιρίου.

## **Χάλυβας οπλισμού**

Στις πλάκες τοποθετείται χάλυβας οπλισμού B500C με όριο διαρροής  $f_y = 500 \text{ MPa}$  και υπόλοιπα χαρακτηριστικά ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

## 1.2.2 Δευτερεύοντα υλικά κατασκευής

### Τοιχοποιίες

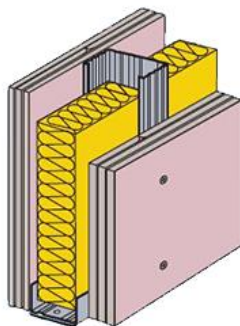
Σήμερα δίνεται η δυνατότητα να κατασκευάζονται εξωτερικές ή εσωτερικές τοιχοποιίες με το σύστημα ξηράς δόμησης. Με το σύστημα αυτό κατασκευάζονται μόνο τοιχοποιίες πλήρωσης οι οποίες έχουν φέροντα μεταλλικό σκελετό μέσω του οποίου μορφώνονται και δεν είναι σε θέση να συνεισφέρουν στην αντοχή του Φ.Ο. του κτιρίου. Επομένως χρησιμοποιούνται μόνο για την πλαγιοκάληψη του κτιρίου και σαν διαχωριστικά για την διαμόρφωση των εσωτερικών του χώρο. Υπερτερούν των συμβατικών λόγω του ότι αφενός έχουν σημαντικά μικρότερο ίδιο βάρος και συνεπώς μειώνεται η τιμή των μονίμων φορτίων της κατασκευής αφετέρου δε, κατασκευάζονται σε συντομότερο χρονικό διάστημα απ' ότι οι συμβατικές από ένα μόνο συνεργείο που εκτός των άλλων κατά την κατασκευή τους έχει την δυνατότητα να τοποθετεί κανάλια τα οποία εξυπηρετούν τις ηλεκτρομηχανολογικές ανάγκες του κτιρίου. Τέλος επισημαίνεται ότι σε περίπτωση βλαβών τους είναι ευκολότερα επισκευάσιμες έναντι των συμβατικών. Από τις εταιρίες που σήμερα διαθέτουν υλικά για μόρφωση τοιχοποιίας επιλέγεται ενδεικτικά ο παρακάτω τύπος εξωτερικής τοιχοποιίας ο οποίος εκτός των άλλων εξασφαλίζει και ένα σημαντικό βαθμό πυροπροστασίας για το κτίριο.

#### a. Εξωτερική τοιχοποιία

Θα χρησιμοποιηθεί μη φέρουσα τοιχοποιία ξηράς δόμησης με μεταλλικό σκελετό. Συγκεκριμένα επιλέγεται τείχος μονού σκελετού με τριπλή στρώση γυψοσανίδας για υψηλές επιδόσεις πυροπροστασίας.

Τεχνικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

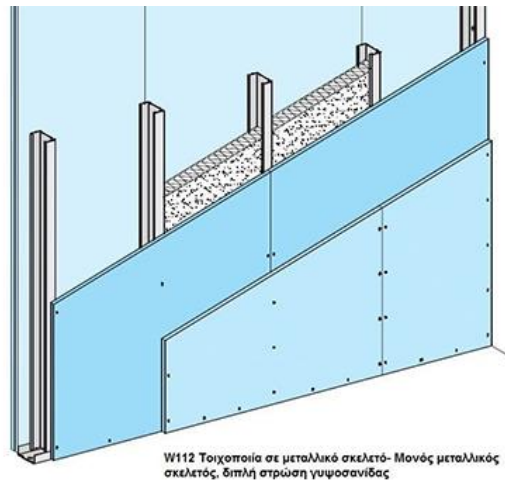
Συνολικό πάχος τοίχου	125mm
Βάρος	66kg/m <sup>2</sup>
Ηχομόνωση	R <sub>w,r</sub> : 51dB DIN 4109
Θερμομόνωση	k: 0,57 W/m <sup>2</sup> K
Πυραντοχή	F 120=2h, DIN 4102
Πιστοποιητικό	P-3310/563/07-MPA BS



Εικόνα 1.1 Τοιχοποιία υψηλής πυραντοχής – Knauf W113

## **b. Εσωτερική τοιχοποιία**

Για τα εσωτερικά χωρίσματα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα από τα διαθέσιμα συστήματα της ίδιας εταιρείας.



Εικόνα 1.2 Σύστημα εσωτερικής τοιχοποιίας Knauf-W112

## **Διαχωριστικά εσωτερικών χώρων**

Ενδέχεται το είδος της δραστηριότητας που θα εξυπηρετεί ένας χώρος ή χώροι να δημιουργεί ανάγκη διαμόρφωσης επιμέρους τμημάτων μέσα σε αυτόν (πχ χώροι γραφείων) τα οποία όμως να επικοινωνούν μεταξύ τους είτε με οπτική επαφή είτε οπτικοακουστικά. Αυτοί οι χώροι συνήθως διαμορφώνονται με διαχωριστικά υαλοπετάσματα τα οποία προσφέρουν, εκτός των παραπάνω, ευκολία σε μελλοντική αναδιάταξη των χώρων αλλά και έχουν μικρό ίδιο βάρος.



## Στοιχεία όψης κτιρίου

Προκειμένου να επενδυθεί η εξωτερική όψη ενός κτιρίου δίνεται σήμερα στους κατασκευαστές η δυνατότητα επιλογής μεταξύ ποικίλων υλικών και τρόπου εφαρμογής τους.

Τα βασικά κριτήρια για την επιλογή και συστήματος επένδυσης είναι: η καλαισθησία, η αντοχή στον χρόνο, το κατά το δυνατόν μικρότερο βάρος και τέλος η οικονομία. Αυτά τα συστήματα τοποθετούνται από ένα μόνο εξειδικευμένο συνεργείο και μάλιστα με την ολοκλήρωση της εφαρμογής τους, στις περισσότερες περιπτώσεις, δεν απαιτείται περαιτέρω εργασία για την τελική μορφή της εξωτερικής επένδυσης.

Ένα από τα συστήματα που μπορεί να επιλεγθεί είναι το σύστημα της Εικόνα 1.3.



Εικόνα 1.3 Σύστημα εξωτερικής επένδυσης όψεων

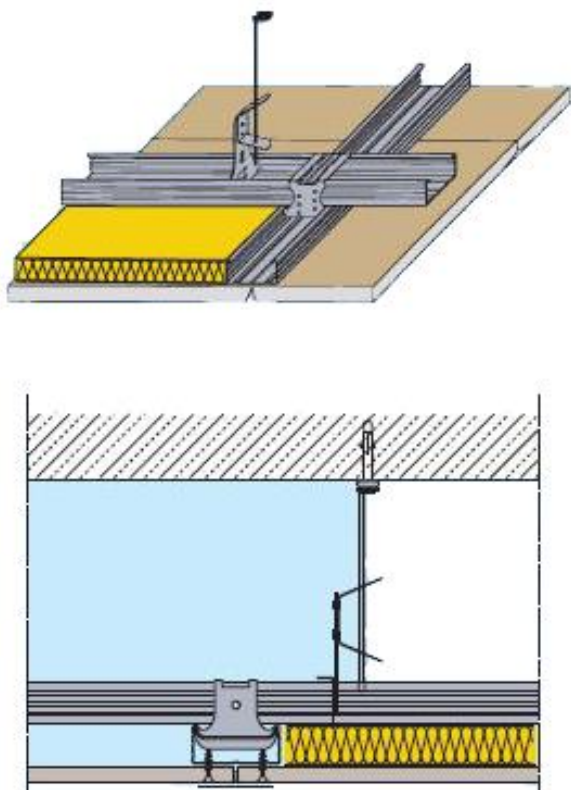


## Ψευδοροφές

Στα μεταλλικά κτίρια που στις περισσότερες περιπτώσεις οι οροφές τους παρουσιάζουν ανισοσταθμία λόγω των διαφορετικών διαστάσεων που έχουν οι συνδεόμενες δοκοί τους, αποτελεσματική λύση είναι αυτή των αναρτημένων ψευδοροφών. Το καθαρό ύψος της ψευδοροφής μετρούμενο από την διαμορφωμένη στάθμη του κάθε ορόφου, μπορεί να ρυθμίζεται ώστε κάθε φορά να προσαρμόζεται στις ανάγκες λειτουργίας των χώρων του κτιρίου.

Εκτός από την διαμόρφωση ενιαίου επίπεδου οροφής δημιουργούν χώρους για διέλευση ηλεκτρομηχανολογικού υλικού, καθώς και συστημάτων ψύξης/θέρμανσης και φωτισμού.

Ένα σύστημα που σήμερα διατίθεται στην αγορά είναι αυτό της Εικόνα 1.4



Εικόνα 1.4 Σύστημα ανάρτησης για ανισόπεδο μεταλλικό σκελετό D112

## 2 Δράσεις & Φορτίσεις Κτιρίου

### 2.1 Γενικά περί των Δράσεων

Ο Φέρων Οργανισμός ενός κτιρίου, σχεδιάζεται για να καλύψει με οικονομία τις απαιτήσεις ασφαλούς χρήσης που επιβάλλεται να έχει αυτό κατά την διάρκεια του χρόνου ζωής του.

Ο σχεδιασμός του Φ.Ο. λοιπόν πρέπει να εξασφαλίζει ότι αυτός είναι σε θέση να παραλαμβάνει, εκτός από τις δράσεις των φορτίων του κτιρίου που οφείλονται στα βάρη των στοιχείων που το συνθέτουν και οποιαδήποτε άλλη δράση, πλέον αυτής που προβλέπει η χρήση του, η οποία οφείλεται συνήθως στη γεωγραφική θέση ανέγερσης και στο μέγεθός του κτιρίου. Τέλος επισημαίνεται ότι υπάρχουν και δράσεις στις οποίες ενδέχεται αυτός να υποβληθεί λόγω απροβλέπτων-τυχαίων συμβάντων.

Οι δράσεις διακρίνονται λόγω της διακύμανσης και της χρονικής τους διάρκειας στις παρακάτω κατηγορίες:

- Μόνιμες Δράσεις G:  
Περιλαμβάνουν το ίδιο βάρος των μελών του Φ.Ο. του κτιρίου, τα φορτία των τοιχοποιϊών και επιστρώσεων δαπέδων κ.λ.π.
- Μεταβλητές Δράσεις Q:  
Περιλαμβάνουν τα κινητά φορτία χρήσης του κτιρίου, φορτία κίνησης οχημάτων, γερανογεφυρών, φορτία ανέμου και χιονιού.
- Τυχηματικές Δράσεις A:  
Περιλαμβάνουν πρόσκρουση οχήματος στον Φ.Ο. του κτιρίου, εκδήλωση πυρκαγιάς ή εκρήξεις.

Η Σεισμική Δράση επί του Φ.Ο. του κτιρίου που υπαγορεύεται από την περιοχή ανέγερσης, μπορεί να λαμβάνεται στους υπολογισμούς είτε ως μεταβλητή είτε ως τυχηματική

## **2.2 Μόνιμα φορτία**

Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής του δεν μεταβάλλουν την τιμή τους και τη θέση τους κατά το χρόνο διάρκειας ζωής του έργου. Σ' αυτά περιλαμβάνονται το ίδιο βάρος των μελών του Φ.Ο., τα φορτία τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων δαπέδων, Η/Μ εγκαταστάσεων μονίμου χαρακτήρα, μονώσεις δωμάτων κ.λ.π. Στην παρούσα εργασία τα ίδια βάρη των μελών του Φ.Ο. υπολογίζονται και λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη, αυτόματα από το πρόγραμμα. Τα φορτία όμως των τοιχοπληρώσεων και επικάλυψης δαπέδων εισάγονται.

## **2.3 Μεταβλητά φορτία**

Οι τιμές των μεταβλητών φορτίων διαφέρουν ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου. Είναι φορτία που ανάλογα των συνθηκών είναι δυνατόν να ασκούνται στο φορέα ή να μην ασκούνται. Επίσης όταν ασκούνται ενδέχεται να μην έχουν την χαρακτηριστική τιμή που ελήφθει υπόψη κατά τον υπολογισμό του Φ.Ο. του κτιρίου. Για τις ανά κατηγορία χρήσης, τιμές των μεταβλητών φορτίων που ο μελετητής πρέπει να λάβει υπόψη του στους υπολογισμούς, οι εκάστοτε ισχύοντες κανονισμοί παρέχουν τις σχετικές οδηγίες.

Ακολουθούν πίνακες του EN1991-1-1 που προδιαγράφουν τις τιμές των φορτίων ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου και εφαρμόζονται σήμερα στην Ελλάδα.

Πίνακας 2.1 Κατηγορίες χρήσης (πιν. 6.1, EN1991-1-1)

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι κατοικίας και διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια διαμονής και κατοικίες. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία; Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι συνάθροισης κοινού (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D <sup>1</sup> )	<p><b>C1:</b> Χώροι με τραπέζια κλπ. π.χ. σχολικοί χώροι, καφετερίες, εστιατόρια, αίθουσες εστίασης, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. (δέστε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1)</p> <p><b>C2:</b> Χώροι με σταθερά καθίσματα (δέστε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2) π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες διαλέξεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p><b>C3:</b> Χώροι απρόσκοπτης μετακίνησης κοινού, π.χ. χώροι μουσείων, εκθεσιακοί χώροι κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, προαυλίες σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p><b>C4:</b> Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, χώροι γυμναστικής, θεατρικές σκηνές. (δέστε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3).</p> <p><b>C5:</b> Χώροι που ενδέχεται να συγκεντρωθούν μεγάλα πλήθη, π.χ. σε κτίρια για δημόσιες εκδηλώσεις, όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα όπου συμπεριλαμβάνονται οι εξέδρες, οι εξώστες και οι χώροι πρόσβασης, και αποβάθρες σιδηροδρόμων (δέστε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3).</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p><b>D1:</b> Χώροι με καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά</p> <p><b>D2:</b> Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Πίνακας 2.2 Επιβαλλόμενα φορτία (πιν. 6.2, EN1991-1-1)

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία A &amp; B</b>		
- Δάπεδα	<b>2,0</b>	<b>2,0</b>
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

## 2.4 Φορτία χιονιού επί της στέγης

Για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού εφαρμόζονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1.3 (EN-1991-1-3). Η εύρεση των βασικών εντάσεων φορτίων χιονιού γίνεται με την χρήση καταλλήλου χάρτη (Εικόνα 2.1) από τον οποίον θα τα προσδιορίσουμε με βάση το υψόμετρο και την περίοδο αναφοράς.

Το φορτίο του χιονιού εξαρτάται από την ποσότητα εναπόθεσής του στις στέγες με αποτέλεσμα η κλίση τους να επηρεάζει την τιμή του. Καθοριστικό ρόλο στην τιμή του φορτίου του χιονιού παίζει και η τοποθεσία του κτιρίου. Τέλος το φορτίο επηρεάζεται και από την πυκνότητα του χιονιού.

Λόγω του ότι το κτίριο πρόκειται να έχει προσβάσιμη στέγη, η τιμή των κινητών φορτίων αναμένεται να είναι μεγαλύτερη από την τιμή του φορτίου χιονιού. Παρόλα αυτά θα γίνει ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού για να επιβεβαιωθεί αυτή η υπόθεση.

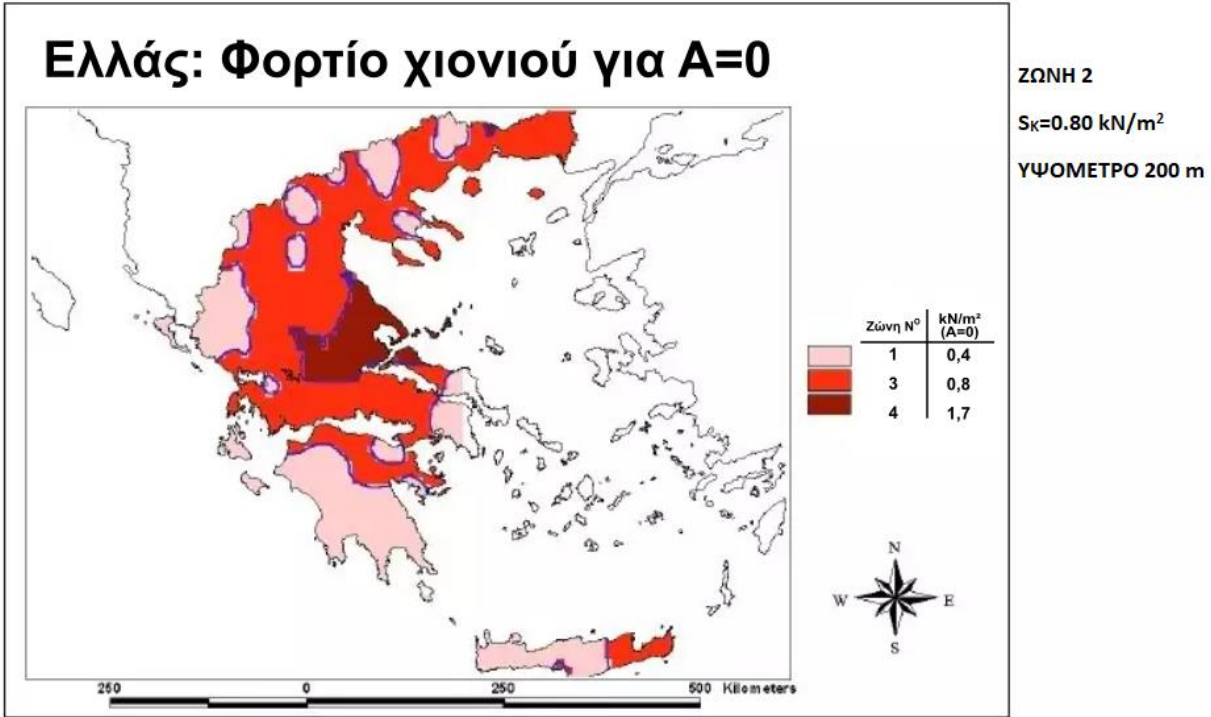


Figure C.4

Εικόνα 2.1 Εθνικές ζώνες χιονιού (Παράρτημα Γ, EN1991-1-3)

### Φορτίο χιονιού $s$

Το φορτίο χιονιού συμβολίζεται ως  $s$ , δρα κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

$$s = \mu_i \cdot C_i \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

Όπου:

- $\mu_i$  : ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.
- $s_k$  : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους.
- $C_e$  : ο συντελεστής έκθεσης για εκτεθειμένες συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1,0 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.

## Χαρακτηριστική τιμή $s_k$ Φορτίου Χιονιού

$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{987} \right)^2 \right) \quad (2.2)$$

Όπου:

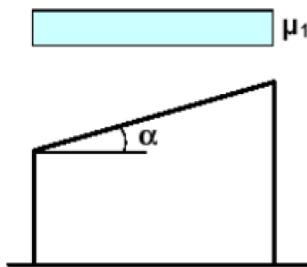
- $s_{k,0}$ : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου στη στάθμη της θάλασσας, σε  $\text{kN/m}^2$
- $A$ : είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας του έργου από την στάθμη της θάλασσας, σε  $\text{m}$ .

Επειδή το έργο κατασκευάζεται στην Αθήνα, το υψόμετρο της από την στάθμη της θάλασσας φτάνει μέχρι τα 100μ. Για να υπολογίσουμε την χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού, η τιμή υψομέτρου θα ληφθεί ίση με την μέγιστη για την περιοχή, δηλαδή 100m. Επίσης από την Εικόνα 2.1 προκύπτει ότι η περιοχή είναι στην Ζώνη 1 και προκύπτει η χαρακτηριστική τιμή του χιονιού στην στάθμη την θάλασσας. Επομένως από την Εξίσωση (2.2):

$$s_k = 0.405 \text{ kN/m}^2$$

Με βάση αυτή την τιμή θα υπολογιστεί το μέγεθος του χιονιού που επικάθεται στο κτίριο.

## Συντελεστής μι μορφής φορτίου χιονιού



Εικόνα 2.2 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού-μονοκλινής στέγης (EN-1991-1-3)

Λόγω του ότι η στέγη είναι οριζόντια ο συντελεστής μορφής χιονιού  $\mu_1$  είναι ίσος με 0,8. Το τελικό φορτίο χιονιού επί της στέγης υπολογίζεται αντικαθιστώντας στην Σχέση (2.1) τους συντελεστές.

$$S = 0,259 \text{ kN/m}^2$$

Το φορτίο του χιονιού προκύπτει πολύ μικρότερο από αυτό των κινητών δώματος που έχει ληφθεί στην μελέτη ( $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ ) και επομένως δεν λαμβάνεται υπόψη, σαν ευμενέστερο.

## 2.5 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου έχουν καθοριστικό ρόλο στην διαστασιολόγηση πολυώροφων κτιρίων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4 (EN-1991-1-4), κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου.

Το φορτίο που ασκεί ο άνεμος στο κτίριο εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Οι κυριότερη είναι η τοπογραφία, η φυσική θέση και την γεωγραφική θέση του κτιρίου, η ταχύτητα και η διεύθυνση του ανέμου, η γεωμετρία του κτιρίου και η κλίση της στέγης του κτιρίου. Από αυτούς τους παράγοντες προκύπτουν όλες οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για να υπολογιστεί το φορτίο του ανέμου. Στο πρόγραμμα Fespa, ο υπολογισμός των πιέσεων του ανέμου γίνεται αυτόματα. Υπάρχουν δύο επιλογές φόρτισης με άνεμο, είτε φόρτιση καθ' ύψος είτε φόρτιση σε ζώνες σε τοίχους και στη στέγη.

Σύμφωνα με τις οδηγίες του Fespa στη επιλογή «μόνο καθ' ύψος» η διακύμανση της κατανομής της φόρτισης του ανέμου πραγματοποιείται μόνο στην κατακόρυφη έννοια της κατασκευής συμφωνά με τον EC1-1-4§7.22, σχ.7.4. που θεωρείται ενδεδειγμένη για πολυώροφα κτίρια.

### Βασική ταχύτητα ανέμου

Για τον υπολογισμό της βασικής ταχύτητας ανέμου χρησιμοποιείται η σχέση (2.3). Οι συντελεστές  $c_{dir}$  και  $c_{season}$  ισούνται με μονάδα και η θεμελιώδης τιμή  $V_{b,0}$  σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα ορίζεται ίση με 27m/s για νησιά και παραλία όχι μεγαλύτερη των 10km από την ακτή. Μετά την αντικατάσταση προκύπτει η τιμή:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} = 27m / s \quad (2.3)$$

### Μέση ταχύτητα ανέμου

Ο υπολογισμός της μέσης ταχύτητα ανέμου, σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, γίνεται εφαρμόζοντας την σχέση (2.4). Εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφική διαμόρφωση και από την βασική ταχύτητα ανέμου που υπολογίστηκε με την σχέση (2.3). Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης  $c_0(z)$  ισούται με μονάδα, ενώ για τον υπολογισμό του συντελεστή τραχύτητας  $c_r(z)$  εφαρμόζεται η σχέση (2.5) με  $z$  μεγαλύτερο από  $z_{min}$ .

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot V_b \quad (2.4)$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.5)$$



Όπου:

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους}) \quad (2.6)$$

Ο Πίνακας 2.3 περιλαμβάνει για κατηγορία εδάφους II ποιες είναι οι τιμές των παραμέτρων  $z_0$  και  $z_1$ . Με την χρήση των τιμών αυτών βρίσκονται τα αποτελέσματα για την μέση τραχύτητα. Επίσης ο Πίνακας 2.4 περιέχει όλα τα ύψη που θα εξεταστούν.

Πίνακας 2.3 Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους (πιν. 4.1, EN1991-1-4)

	Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

- $z_{0,II} = 0,05$  m
- $z_0 = 0,05$  m
- $z_{min} = 2,00$  m

Πίνακας 2.4 Ύψη κάθε διεύθυνσης του κτιρίου προς έλεγχο ανέμου

	Διεύθυνση κατά X	Διεύθυνση κατά Z
$Z_1$ (m)	14	28
$Z_2$ (m)	24,5	-
$Z_3$ (m)	28	-

## Πίεση ταχύτητας αιχμής

Για να υπολογιστεί η πίεση ταχύτητας αιχμής σε κάθε ύψος και προς κάθε διεύθυνση γίνεται η χρήση της σχέσης (2.7).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) \quad (2.7)$$

Όπου:

- $\rho$ : η πυκνότητα του αέρα με τιμή 1,25 kg/m<sup>3</sup>
- $I_v(z)$ : ένταση του στροβιλισμού

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.8)$$

Για  $k_I$ , συντελεστής στροβιλισμού ίσο με μονάδα

Ο Πίνακας 2.5 περιέχει τις παραδοχές της φόρτισης «μόνο καθ' ύψος» για κάθε διεύθυνση X και Z. Το Διάγραμμα 2.1 και το Διάγραμμα 2.2 παράγονται σύμφωνα με την παραδοχή που επιλέχθηκε. Επίσης ο Πίνακας 2.5 περιέχει και τους συντελεστές πίεσης  $C_{pe}$  για προσήνεμο και υπήνεμο άνεμο.

Πίνακας 2.5 Παραδοχές φόρτισης ανέμου (τεύχος Fespa)

<b>Φορτία ανέμου [EC1-1-4]</b>		
Βασική ταχύτητα ανέμου $V_b$	=	27.0m/s
Κατηγορία ανάγλυφου	:	II
Συντελεστής ορογραφίας $C_o$	=	1.00
Συντελεστής εσωτερικής πίεσης $C_{pi}$	=	0.00
Υψόμετρο βάσης για εφαρμογή ανεμοπίεσης	=	0.00m
Υψος κτιρίου ως προς τα φορτία ανέμου	=	28.00m
<b>Φόρτιση ανέμου. Φορτίσεις ανέμου - Διευθύνσεις: +X &amp; -X</b>		
Διαστάσεις κτιρίου	:	
Διάσταση κτιρίου κάθετη στον άνεμο b	=	27.00m
Διάσταση κτιρίου παράλληλη στον άνεμο d	=	48.00m
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στη διεύθυνση του ανέμου	:	
Προσήνεμος $C_{peD}$	=	0.74
Υπήνεμος $C_{peE}$	=	-0.39
<b>Φόρτιση ανέμου. Φορτίσεις ανέμου - Διευθύνσεις: +Z &amp; -Z</b>		
Διαστάσεις κτιρίου	:	
Διάσταση κτιρίου κάθετη στον άνεμο b	=	48.00m
Διάσταση κτιρίου παράλληλη στον άνεμο d	=	27.00m
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στη διεύθυνση του ανέμου	:	
Προσήνεμος $C_{peD}$	=	0.80
Υπήνεμος $C_{peE}$	=	-0.50

Σύμφωνα με τη σχέση (2.9) προσδιορίζονται οι πιέσεις του ανέμου στην επιφάνεια του κτιρίου συναρτήσει των συντελεστών πίεσης σε κάθε διεύθυνση που έχει υπολογίσει το πρόγραμμα.

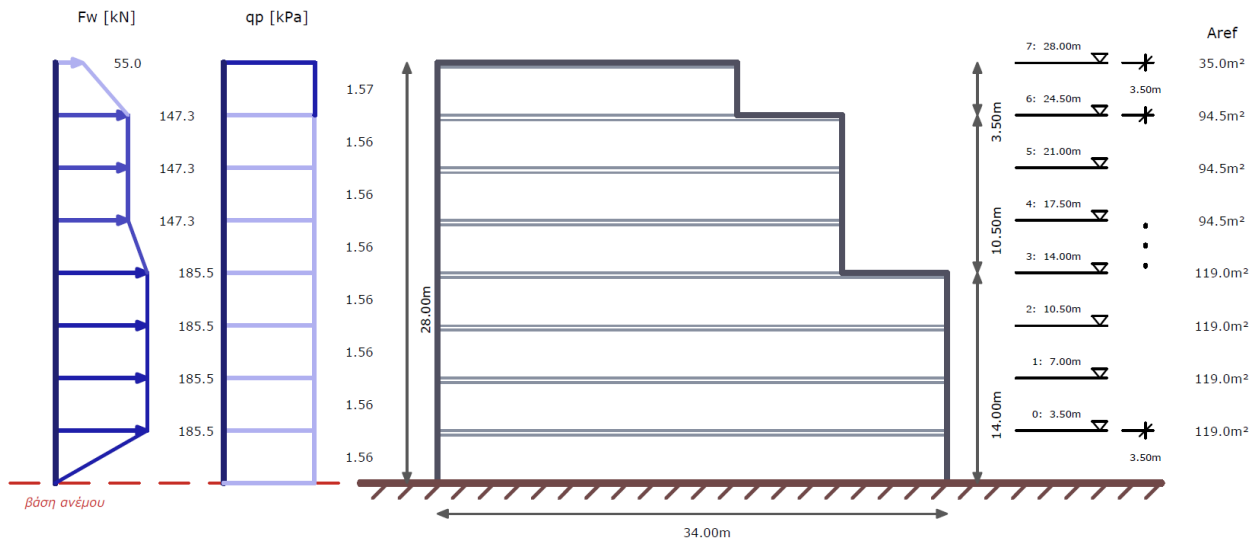
$$w_e = q_p \cdot (z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.9)$$

Όπου:

- $c_{pe} = c_{pe,10}$  για  $A_{ref} > 10 \text{ m}^2$

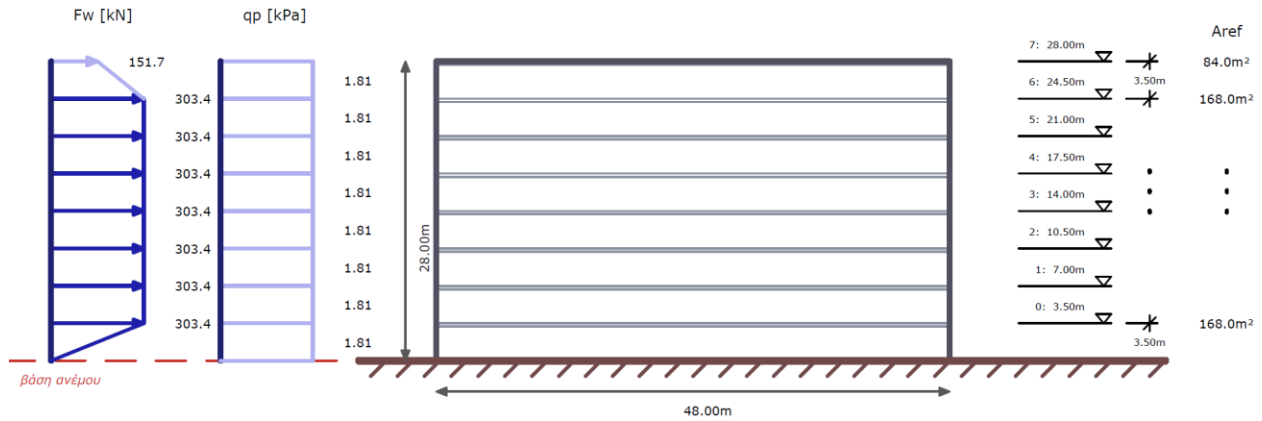
Στα διαγράμματα (Διάγραμμα 2.1, Διάγραμμα 2.2) παρουσιάζεται η πίεση ταχύτητας αιχμής που δημιουργείται πάνω στο κτίριο.

Κατανομή φορτίου και προσβαλλόμενη επιφάνεια ανέμου. ( $F_w = q_p \cdot A_{ref}$ )



Διάγραμμα 2.1 Φορτία ανέμου κατά τη διεύθυνση ± X

Κατανομή φορτίου και προσβαλλόμενη επιφάνεια ανέμου. ( $F_w = q_p \cdot A_{ref}$ )



Διάγραμμα 2.2 Φορτία ανέμου κατά τη διεύθυνση ± Z

## 2.6 Σεισμικές δράσεις

Όταν παρουσιάζονται σεισμικά φαινόμενα αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις οι οποίες δημιουργούν αδρανειακές δυνάμεις επί των κατασκευών. Οι δυνάμεις αυτές αναλύονται σε οριζόντιες και κατακόρυφες με κυριότερες τις οριζόντιες που είναι και οι δυσμενέστερες.

Οι σεισμικές δράσεις προκαλούν ταλαντώσεις στο κτίριο λόγω των σεισμικών φαινομένων. Οι σεισμικές δράσεις θεωρούνται τυχαματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες δράσεις ίδιας κατηγορίας ή με τις δράσεις λόγω ανέμου.

### Υπολογισμός σεισμικής απόκρισης

Ο Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός προβλέπει δύο μεθόδους γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης. Για το κτίριο που μελετάται επιλέγεται η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.

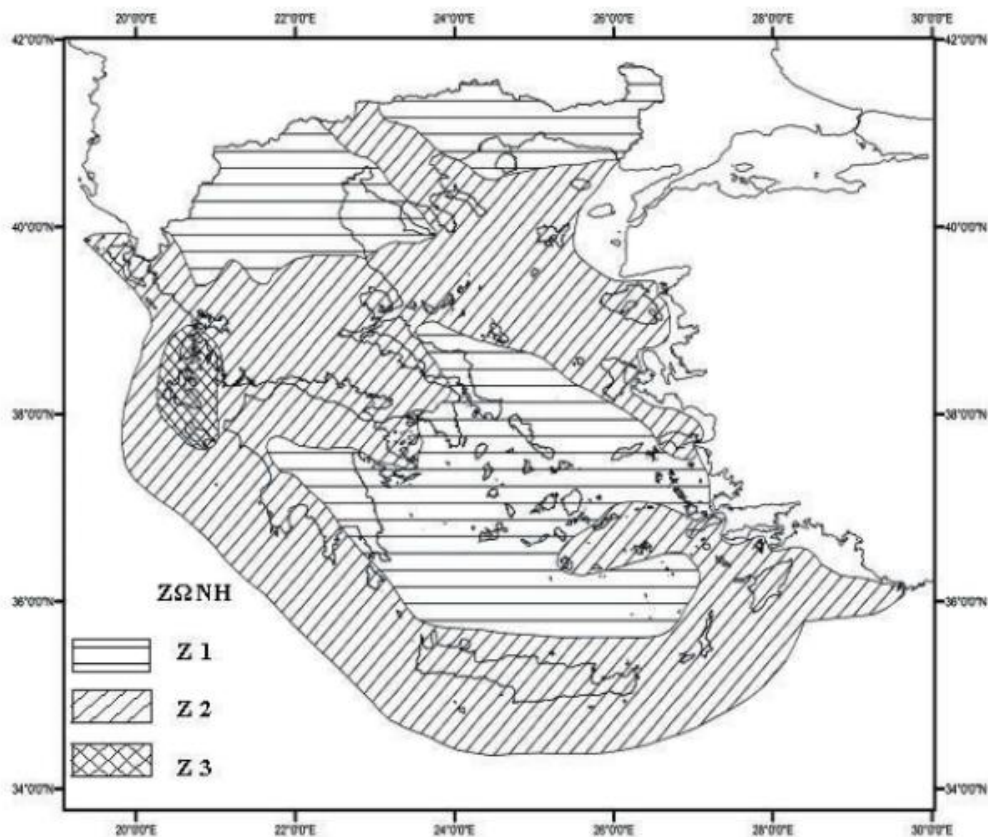
Η μέθοδος αυτή υπολογίζει για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης την μέγιστη σεισμική απόκριση. Για την εφαρμογή της, θεωρείται ένα ορθογωνικό σύστημα αξόνων για τις συνιστώσες του σεισμού και υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές μεγέθους απόκρισης με τη μέθοδο CQC. Λαμβάνοντας υπόψη μετατόπιση του κέντρου μάζας κάθε ορόφου με τυχαματική εκκεντρότητα  $e_{ai}=0.05 \cdot L_i$  όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου το κάθετο στην εξεταζόμενη

διεύθυνση. Η παραπάνω διαδικασία γίνεται και για τις δύο διευθύνσεις σύμφωνα με (EC8-1 §4.3.2(1)A) και προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση.

### Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σύμφωνα με την τροποποίηση των διατάξεων του ΕΑΚ-2000 λόγω αναθεώρησης του χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας προκύπτουν οι ζώνες όπως παρακάτω απεικονίζεται με τις αντίστοιχες τιμές σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους. Στην παρούσα μελέτη το κτίριο βρίσκεται στην Αθήνα και επομένως κατατάσσεται στην ζώνη 1 με  $\alpha_g = 0.16$

Σχήμα 2.1 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας (σχήμα 1, EN1998-1, Εθνικό προσάρτημα)



Πίνακας 2.6 Τιμές σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους (πιν. 1, EN1998-1, εθνικό προσάρτημα)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
$\alpha_g$	0,16	0,24	0,36

## Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια ανάλογα με την σπουδαιότητα τους κατατάσσονται κατά EN1998-1 στις παρακάτω κατηγορίες.

Πίνακας 2.7 Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια (πιν. 4.3, EN1998-1)

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Πίνακας 2.8 Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας (πιν. 4, EN1998-1, εθνικό προσάρτημα)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_i$	0,80	1,00	1,20	1,40

## Κατάταξη εδάφους

Για να μπορέσει να ληφθεί υπόψη η επιρροή του εδάφους στην ανωδομή η οποία εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του και την στρωματογραφία του, τα εδάφη κατατάσσονται στις παρακάτω πέντε βασικές κατηγορίες που περιέχει Πίνακας 2.9.

Πίνακας 2.9 Κατηγορία εδάφους (πιν. 3.1, EN1998-1)

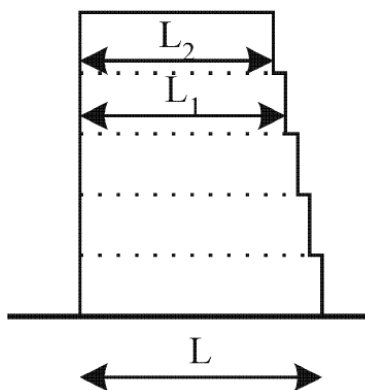
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPPT}$ (κρούσεις/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
<b>B</b>	<b>Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής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

Για τον καθορισμό του οριζόντιου φάσματος ελαστικής απόκρισης λαμβάνονται υπόψη οι παράμετροι που έχει ο Πίνακας 2.10.

Πίνακας 2.10 Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης (πιν. 3.2, EN1998-1)

Εδαφικός Τύπος	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
<b>B</b>	<b>1,2</b>	<b>0,15</b>	<b>0,5</b>	<b>2,0</b>
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Το κτίριο μελετάται για την Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4$ . Λόγω του ότι το κτίριο σύμφωνα με τα κριτήρια κανονικότητας του Ε8-1 §4.2.3.3 (Εικόνα 2.3) δεν είναι κανονικό κατά την διεύθυνση Χ γίνεται για την διεύθυνση αυτή μείωση κατά 20%. Επίσης, επειδή οι συνδέσεις πραγματοποιούνται κοχλιωτές λαμβάνεται το  $\zeta=4\%$ .



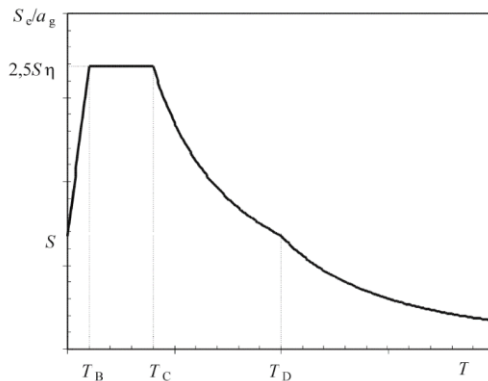
$$\text{Κριτήρια για (d): } \frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Εικόνα 2.3 Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη (Ε8-1 §4.2.3.3)

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης προσομοιώνει την σεισμική κίνηση σ' ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια. Κάθε ανεξάρτητη συνιστώσα (X και Y) της οριζόντιας σεισμικής κίνησης περιγράφεται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$  των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης ορίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ8 ως εξής:



Σχήμα 2.2 Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης (σχ. 3.1, EN1998-1)



$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.13)$$

Όπου:

- $S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- $T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης
- $a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B ( $a_g = \gamma \cdot a_{gR}$ )
- $T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- $T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- $T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- $S$  είναι ο συντελεστής εδάφους
- $q$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς
- $\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta=0,2$ .

## Διαδικασία που ακολουθείται από το Fespa για τους σεισμικούς ελέγχους.

Ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- Με κριτήριο την τοποθεσία και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου επιλέγεται το φάσμα σχεδιασμού
- Μοντελοποιείται – Προσομοιώνεται ο φορέας
- Υπολογίζεται το μητρώο ολικής ακαμψίας του Φ.Ο.
- Υπολογίζεται το μητρώο μάζας του φορέα
- Υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι  $T_i$  και προσδιορίζονται οι ιδιομορφές με επαναλαμβανόμενη διαδικασία λαμβάνοντας υπόψη μετάθεση του κέντρου μάζας με την τυχηματική εκκεντρότητα στις διευθύνσεις +X, +Z, -X, -Z.
- Για κάθε ιδιομορφή υπολογίζεται η μέγιστη απόκριση
- Με τη μέθοδο CQC υπολογίζονται μέσω των ιδιομορφικών συνιστώσων τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη
- Υπολογίζονται τα μέγιστα των μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο ή τρεις συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης (για την περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού) με τη μέθοδο SRSS (EC8-1 §4.3.3.5.1(2)β ή EC8-1 §4.3.3.5.2(4)).
- Υπολογίζονται οι ταυτόχρονες τιμές των εντατικών μεγεθών κατά EC8-1 §4.3.3.5.1(2) γ (έλλειψη Gurta)
- Ακολουθεί ο υπολογισμός των σεισμικών εντατικών μεγεθών και ο συνδυασμός με τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη. Υπολογίζονται οι δυσμενέστερες δράσεις και ακολουθούν οι υπολογισμοί – Έλεγχοι των διατομών των μελών του Φ.Ο. του κτιρίου.

Γίνονται επίσης και οι παρακάτω έλεγχοι

- Έλεγχοι κανονικότητας (σε κάτοψη και ύψος)
- Έλεγχος δυστρεψιάς (EC8-1 §4.2.3.2 (6) και §5.2.2.1 (4) A & 6
- Υπολογισμός – Έλεγχος αν οι δύο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές
- Υπολογίζονται οι πλαστιμότητες καμπυλοτήτων  $\mu_\phi$  (EC8-1 §5.2.3.4 (3) και για τις δύο σεισμικές διευθύνσεις.

## 2.7 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη η πιθανή ανακριβής προσομοίωση των δράσεων ή πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις των εκτιμώμενων τιμών των δράσεων χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Ο Πίνακας 2.11 περιέχει τις τιμές των συντελεστών ασφαλείας που χρησιμοποιούνται για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους.

Πίνακας 2.11 Συντελεστές ασφαλείας συνδυασμών δράσεων (Δεδομένα Fespa)

<b>Συντελεστές ασφαλείας φορτίων-υλικών</b>			
Μόνιμα φορτία			$\gamma_G=1.35$
Μεταβλητά φορτία			$\gamma_Q=1.50$
Σκυροδέματος			$\gamma_C=1.50$
Συντελεστής θλιπτικής αντοχής			$\alpha_{cc}=0.85$
Χάλυβα οπλισμού			$\gamma_S=1.15$
Δομικός χάλυβας	$\gamma_{M0}=1.00$	$\gamma_{M1}=1.00$	$\gamma_{M2}=1.25$
Συντ. υπεραντοχής δομικού χάλυβα			$\gamma_{ov}=1.25$
Συνδυασμοί EC0 (6.10a)+(6.10b)			$\Xi=0.85$

Ο Πίνακας 2.12 περιέχει τις φορτίσεις βάσει των οποίων θα γίνουν οι συνδυασμοί δράσεων για το κτίριο που μελετάται. Ο πίνακας αυτός δημιουργείται αυτόματα με το πρόγραμμα Fespa.

Πίνακας 2.12 Πίνακας φορτίσεων σύμφωνα με το πρόγραμμα Fespa

### Πίνακας φορτίσεων

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q
Φ3	Κινητά A'	QA
Φ4	Κινητά B'	QB
Φ5	Κινητά C'	QC
Φ6	Κινητά D'	QD
Φ7	Κινητά E'	QE
Φ8	[G+ψ2xQ]	[G+ψ2xQ]
Φ9	Άνεμος +x	W[+x]
Φ10	Άνεμος +z	W[+z]
Φ11	Άνεμος -x	W[-x]
Φ12	Άνεμος -z	W[-z]

Ακολουθεί ο Πίνακας 2.13 που είναι οι συνδυασμοί δράσεων και ο Πίνακας 2.14 που είναι οι συνδυασμοί των σεισμικών δράσεων που δημιουργούνται αυτόματα από το Fespa.

Πίνακας 2.13 Συνδυασμοί δράσεων

*Συνδυασμοί δράσεων*

A/A	Περιγραφή συνδυασμού	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G+1.05Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.35G+1.05QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ3	1.35G+1.05QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ4	1.35G+1.05QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ5	1.35G+1.05QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ6	1.35G+1.05QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ7	1.15G+1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ8	1.15G+1.50QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ9	1.15G+1.50QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ10	1.15G+1.50QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ11	1.15G+1.50QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ12	1.15G+1.50QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ13	1.15G+1.50Q+0.90W[+x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ14	1.15G+1.05Q+1.50W[+x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ15	1.00G+1.50W[+x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ16	1.35G+1.05Q+0.90W[+x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ17	1.15G+1.50Q+0.90W[+z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ18	1.15G+1.05Q+1.50W[+z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ19	1.00G+1.50W[+z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ20	1.35G+1.05Q+0.90W[+z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ21	1.15G+1.50Q+0.90W[-x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ22	1.15G+1.05Q+1.50W[-x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ23	1.00G+1.50W[-x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ24	1.35G+1.05Q+0.90W[-x]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ25	1.15G+1.50Q+0.90W[-z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ26	1.15G+1.05Q+1.50W[-z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ27	1.00G+1.50W[-z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ28	1.35G+1.05Q+0.90W[-z]	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ29	1.00G+1.00Q	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι
ΣΦ30	1.00[G+ψ2xQ]	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι

Πίνακας 2.14 Σεισμικοί συνδυασμοί

*Σεισμικοί συνδυασμοί*

A/A	Ο.Κ.Α. - Συνδυασμοί των σεισμικών δράσεων
ΣΣ1	$1.00 \cdot G + \psi_2 \cdot Q \pm 1.00 \{E[x] + E[z]\}$

## Πίνακας 2.15 Συνδυασμοί ΟΚΑ (Fespa)

### 3. Συνδυασμοί Φορτίσεων για διαστασιολόγηση ΟΚΑ και ΟΚΛ

#### Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

ΣΦ	<p>Θεμελιώδεις συνδυασμοί Δράσεων: [EC0 §6.4.3.2]</p> <p>Ελέγχεται:              είτε ο συνδυασμός EC0 (6.10)  <math>\gamma G * G + \gamma_{q1} * Q1 + \Sigma(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i &gt; 1</math></p> <p>είτε οι συνδυασμοί EC0 (6.10α) και (6.10β)  <math>\gamma G * G + \Sigma(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i \geq 1</math> (6.10α)  <math>\xi * \gamma G * G + \gamma_{Q1} * Q1 + \Sigma(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i &gt; 1</math> (6.10β)              (όπου στον συνδυασμό (6.10β) η επίδραση των δυσμενών μονίμων δράσεων G λαμβάνεται απομειωμένη)</p> <p>Εάν εξετάζονται δυσμενείς μεταβλητές δράσεις, ως Q1 ορίζονται διαδοχικά οι φορτίσεις Q, QA και QB (1-3 συνδυασμοί)              Η επιλογή μεταξύ των εναλλακτικών συνδυασμών (6.10) και (6.10α)-(6.10β) καθώς και η τιμή του μειωτικού συντελεστή ξ παρουσιάζονται στις «Παραδοχές μελέτης»              Οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων γγ και γq*ψ κάθε στατικής φόρτισης φαίνονται στα «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» πίνακας 816</p>
ΣΣ	<p>Σεισμικοί συνδυασμοί: <math>G + E_j + \psi_2 * Q</math> [EC0 §6.4.3.4]</p> <p>Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης καθορίζονται συνυπολογίζοντας τη μάζα, που συνδέεται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό <math>G + \psi_2 * \phi * Q</math> (EC8-1 §3.2.4 - §4.2.4)              Οι επιμέρους τιμές των ψ2 και φ αναγράφονται ανά όροφο στο Κεφάλαιο «Δεδομένα Κτιρίου», Στοιχεία Ορόφων.</p>

## Πίνακας 2.16 Σεισμικοί Συνδυασμοί (Fespa)

#### ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΩΝ - Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + E_j + \psi_2 * Q$

ΣΣ:+x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά + X)
ΣΣ:+x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά + X)
ΣΣ:+z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
ΣΣ:+z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
ΣΣ:-x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά - X)
ΣΣ:-x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά - X)
ΣΣ:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά - Z)
ΣΣ:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά - Z)

## Πίνακας 2.17 Συνδυασμοί ΟΚΛ (Fespa)

#### Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

ΣΦ	<p>Χαρακτηριστικός συνδυασμός: <math>G + Q1 + \Sigma(\psi_{0i} * Qi)</math> [EC0 §6.5.3(2)α]</p> <p>Για έλεγχο επιτρεπόμενων τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος              Οιονεί μόνιμος συνδυασμός: <math>G + \psi_2 * Qi</math> - [EC §6.5.3(2)γ]</p> <p>Για έλεγχο ρηγμάτωσης και έλεγχο βέλους</p>
----	---

## 3 Στατικό μοντέλο - Επίλυση

### 3.1 Εισαγωγή

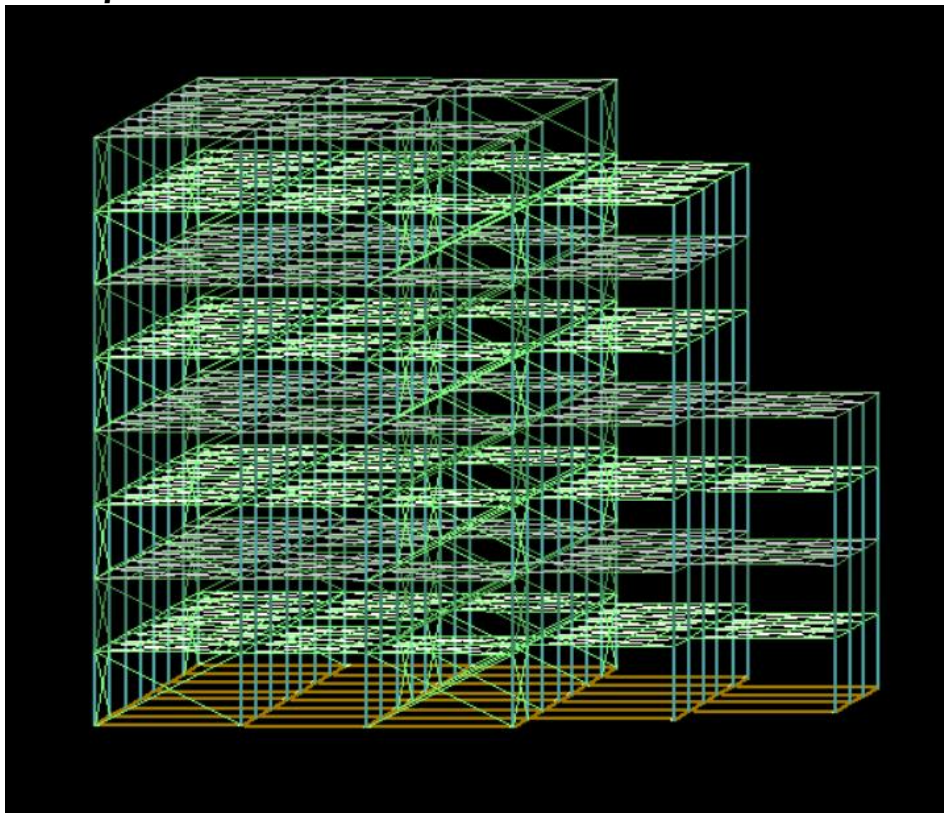
Επιλέγεται οι πλάκες των σταθμών του κτιρίου να κατασκευαστούν συμπαγείς. Ως εκ τούτου δεν χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο και η ανάλυση τους γίνεται όπως στις πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Θα θεωρηθούν συνεχείς δοκοί πολλών ίσων ανοιγμάτων και θα λυθούν με δυσμενείς φορτίσεις. Το πάχος τους λαμβάνεται 0,14μ και τα μόνιμα φορτία λόγω επικάλυψης δαπέδου είναι  $g'=1,50 \text{ kN/m}^2$ . Τα κινητά φορτία έχουν τιμή  $q=2,00 \text{ kN/m}^2$ .

Οι δοκίδες και οι κύριες δοκοί κατασκευάζονται με διατμητικούς ήλους στο άνω πέλμα τους ώστε κατά την ανάλυση τους να υπολογιστούν σαν σύμμικτες.

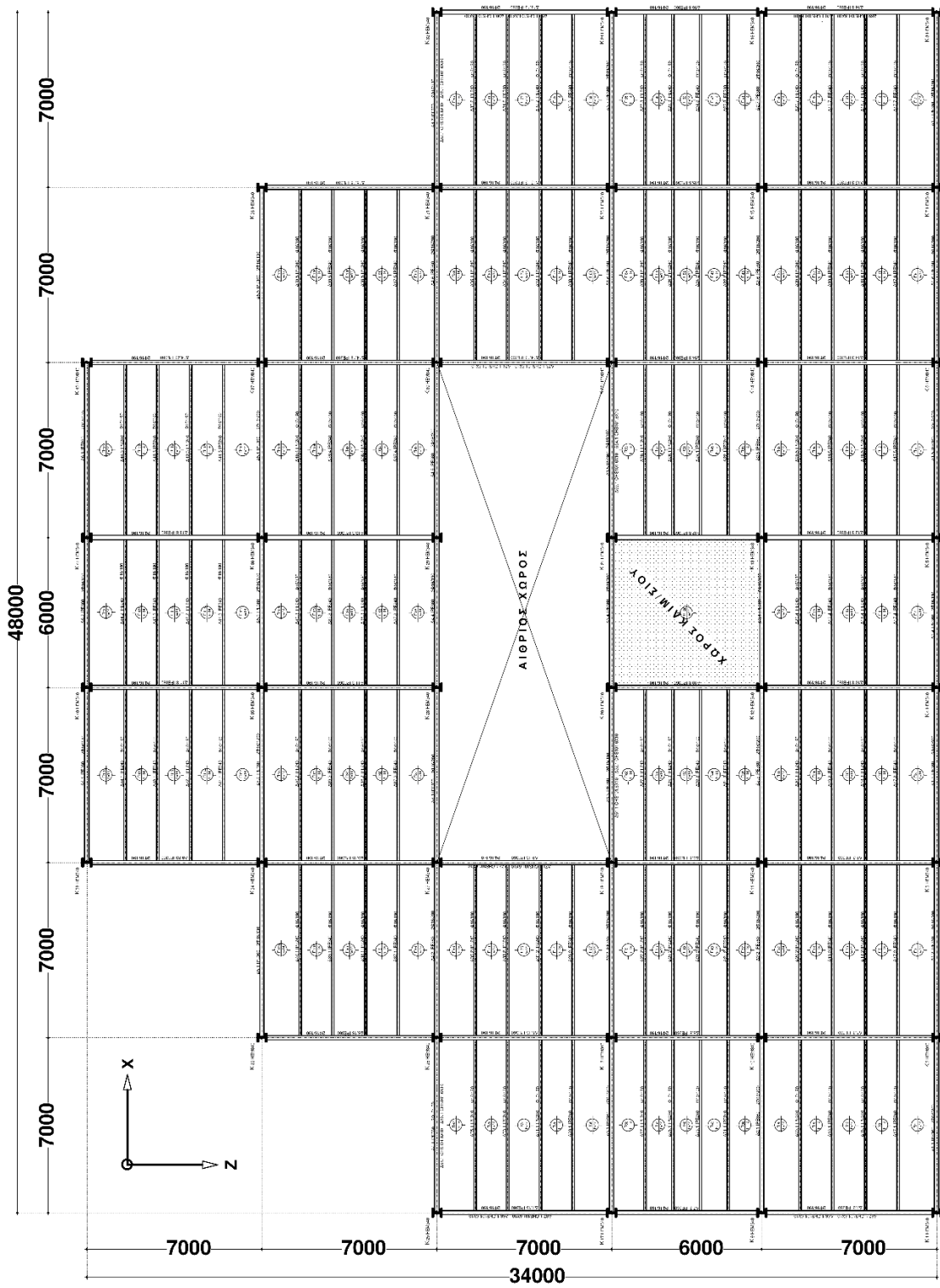
Οι στύλοι κατασκευάζονται από μονομελή χαλύβδινη διατομή από την σειρά HEM.

Το κτίριο εδράζεται σε εσχάρα πεδιλοδοκών σε βάθος θεμελίωσης 2μ από το φυσικό έδαφος προκειμένου να μην θεωρηθούν πλήρεις πακτώσεις οι εδράσεις των στύλων. Οι διαστάσεις του κορμού των πεδιλοδοκών λαμβάνονται 0,70x1,50 και το πλάτος έδρασης 3,5μ. Λόγω του ότι θα συμπεράσματα της παρούσας εργασίας εντοπίζονται μόνο στην ανωδομή, ο έλεγχος και η όπλιση των πεδιλοδοκών δεν παρουσιάζονται.

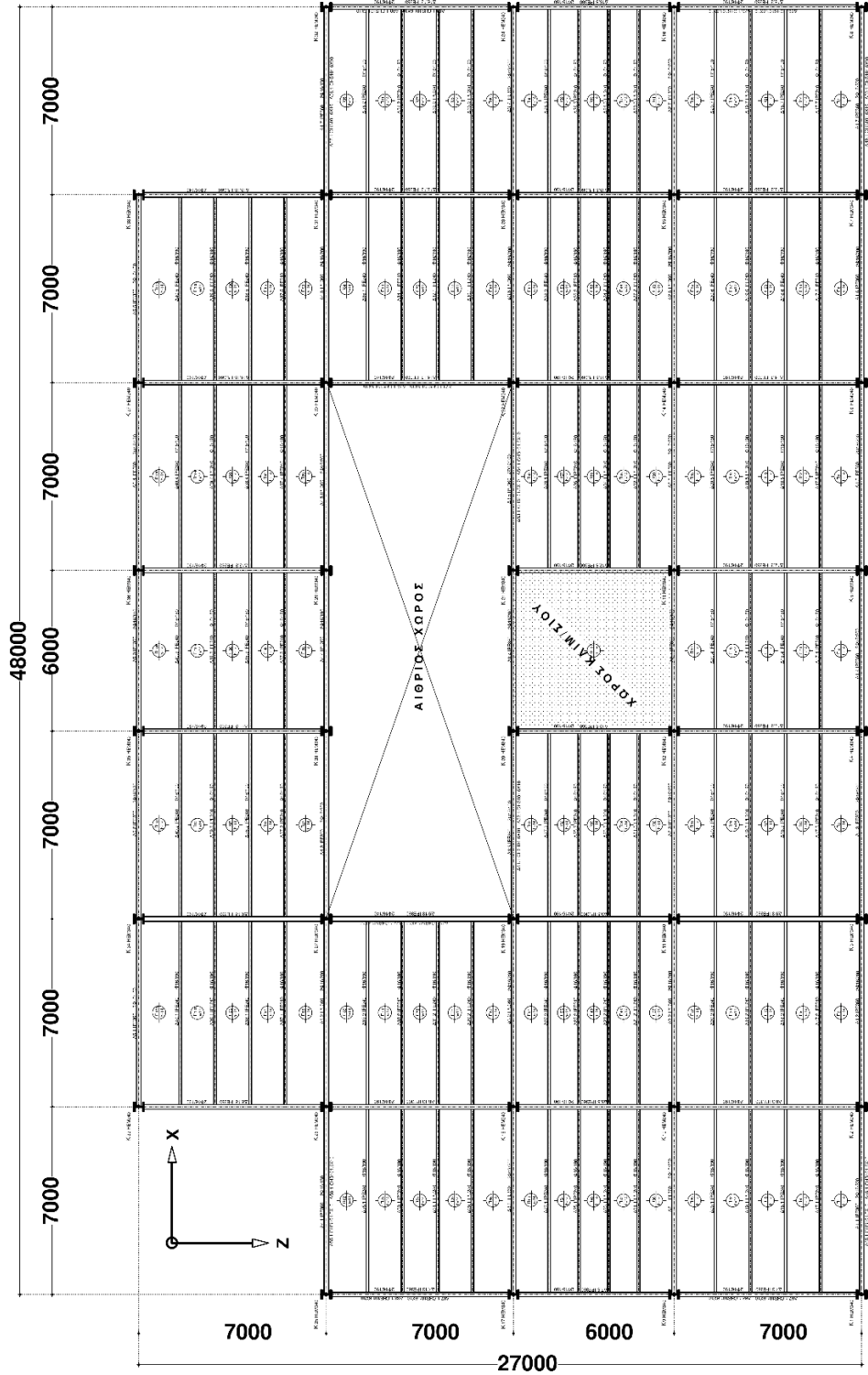
### 3.2 Μοντέλο κτιρίου



Σχήμα 3.1 Προοπτικό κτιρίου

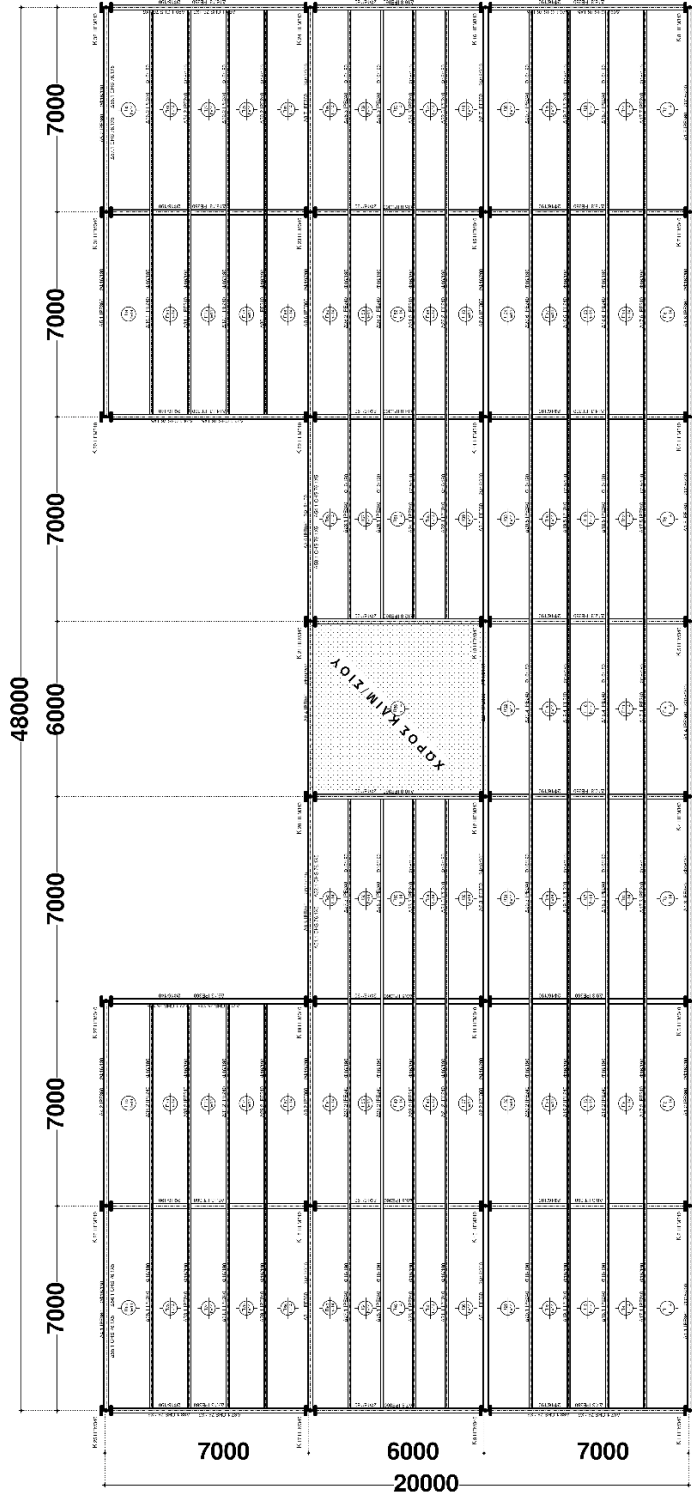
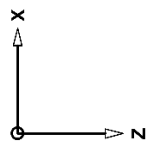


**ΔΙΑΤΑΞΗ Φ.Ο. ΤΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ 1-2-3-4**

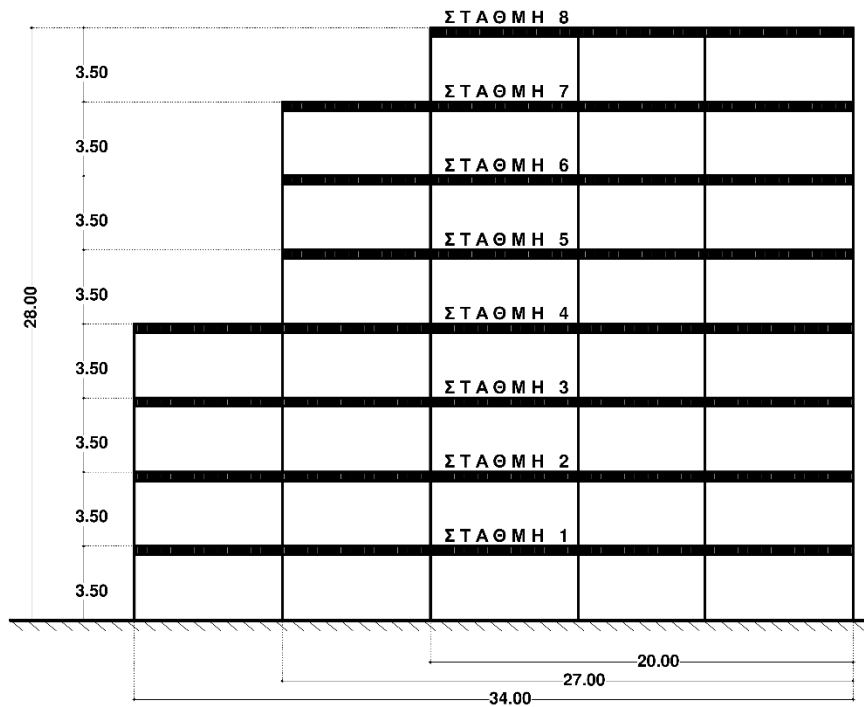


**ΔΙΑΤΑΞΗ Φ.Ο. ΤΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ 5-6-7**

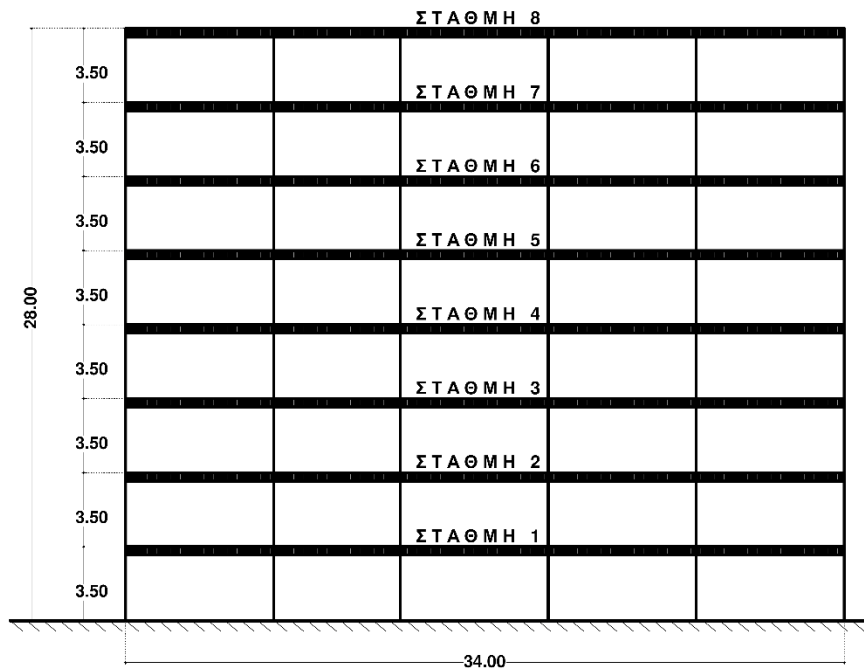




**ΔΙΑΤΑΞΗ Φ.Ο. ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ 8**



**ΤΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Χ-Χ**



**ΤΟΜΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ Ζ-Ζ**

### 3.3 Γενική περιγραφή ελέγχων

#### 3.3.1 Γενικοί έλεγχοι δομικού χάλυβα

##### 1. Κατηγορία διατομής

Οι διατομές κατατάσσονται ανάλογα με τη ροπή αντοχής, τη στρωφική ικανότητα και την αντοχή σε λυγισμό, σε τέσσερις κατηγορίες. Οι διατομές θα πρέπει να έχουν ακραίες ίνες οι οποίες θα μπορούν να παραμορφωθούν χωρίς μείωση της αντοχής για να εξασφαλιστεί η απαραίτητη στρωφική ικανότητα.

Η κατηγορία στην οποία κατατάσσεται μία διατομή εξαρτάται από τη γεωμετρία της και από τη φόρτιση που της επιβάλλεται. Οι διατομές αποτελούνται από λεπτά στοιχεία (κορμός και πέλματα) τα οποία μπορεί να ανήκουν το καθένα σε διαφορετική κατηγορία, σε τέτοιές περιπτώσεις η κατηγορία της διατομής είναι ίδια με τη δυσμενέστερη εκ των θλιβόμενων στοιχείων της.

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

##### 2. Εφελκυσμός

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

$$N_{tRd} = \min \left[ N_{p,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, N_{uRd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right] \quad (3.1)$$

Όπου θα πρέπει σε κάθε διατομή να ικανοποιείται η σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.2)$$

Σύμφωνα με τον EN 1998 όταν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, η οριακή αντοχή της καθαρής διατομής στις οπές κοχλίων  $N_{u,Rd}$  θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την πλαστική αντοχή σχεδιασμού  $N_{pl,Rd}$ .

### 3. Θλίψη

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

$$N_{CRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.3)$$

Όπου θα πρέπει σε κάθε διατομή να ικανοποιείται η σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

### 4. Διάτμηση

Η αντοχή σε διάτμηση, σύμφωνα με την EC3-1-1 §6.2.4 προκύπτει ως:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (3.4)$$

Όπου  $A_v$  η ενεργός επιφάνεια διάτμησης για τον εκάστοτε εξεταζόμενο άξονα της διατομής, η οποία προκύπτει βάσει της EC3-1-1 §6.2.4 (3) και θα πρέπει σε κάθε διατομή να ικανοποιείται η σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

### 5. Κάμψη

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

$$M_{cRd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.5)$$

Όπου  $W=W_{pl}$  για διατομές κατηγορίας 1 ή 2, και  $W=W_{el}$  για διατομές κατηγορίας 3 και θα πρέπει σε κάθε διατομή να ικανοποιείται η σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.6)$$

### 6. Κάμψη και Διάτμηση

Αν η δρώσα τέμνουσα δύναμη στην διατομή είναι μεγαλύτερη από το 50% της διατμητικής αντοχής της, τότε η αλληλεπίδραση κάμψης και τέμνουσας λαμβάνεται υπόψιν στους ελέγχους αντοχής διατομής απομειώνοντας την ροπή αντοχής. Σύμφωνα με EC3-1-1

§6.2.8 η αντοχή σχεδιασμού της διατομής υπολογίζεται χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή  $(1-\rho) \cdot f_y$  για την επιφάνεια διάτμησης όπου:

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.7)$$

## 7. Κάμψη και αξονική δύναμη

Όποτε παρουσιάζεται αξονική δύναμη σύμφωνα με την EC3-1-1 §6.2.9 θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της στην πλαστική ροπή αντοχής.

Π.χ.

Για διατομές 1&2 ελέγχεται η συνθήκη (6.41):

$$\left[ \frac{M_{yEd}}{M_{NyRd}} \right]^a + \left[ \frac{M_{zEd}}{M_{NzRd}} \right]^\beta < 1 \quad (3.8)$$

Όπου η αντοχή  $M_{NRd}$  είναι η μειωμένη λόγω αξονικής δύναμης και οι συντελεστές  $\alpha$  και  $\beta$  δίδονται ανάλογα με τον τύπο της διατομής βάσει της EC3-1-1 §6.2.9.

Για διατομές κατηγορίας 3 ελέγχεται η συνθήκη (6.2):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} < 1 \quad (3.9)$$

## 8. Αντοχή μελών σε λυγισμό

Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη ελέγχονται οι ανισότητες (6.61) & (6.62) της EC3-1-1 §6.3.3(4).

$$\frac{N_{Ed}}{x_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{yEd}}{x_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{zEd}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1 \quad (3.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{x_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{yEd}}{x_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{zEd}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1 \quad (3.11)$$

Όπου  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  και  $\chi_{LT}$  οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αντίστοιχα, οι οποίοι λαμβάνονται από τις §6.3.1.2 & §6.3.2.3 του EC3-1-1, ανάλογα και με την μορφή λυγισμού.

Εάν το μέλος θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένο και συνεπώς δεν υπάρχει απαίτηση ελέγχου έναντι στεπτοκαμπτικού λυγισμού ή για συνδυασμό φορτίσεων όπου η ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_{LT}$  προκύπτει μικρότερη του 0,4 λαμβάνεται  $\chi_{LT}=1.00$  όπου  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  είναι οι

συντελεστές αλληλεπίδρασης, οι οποίοι υπολογίζονται σύμφωνα με το Παράρτημα Α του EC3-1-1

## Σχεδιασμός κτιρίου με απαιτήσεις πλαστιμότητας ΚΠΜ

### 9. Πλάστιμα στοιχεία σε θλίψη ή κάμψη – Κατηγορία διατομής

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

- ΚΠΜ –  $1,5 < q < 2$  : κατηγορία 1, 2 ή 3
- ΚΠΜ –  $2,0 < q < 4$  : κατηγορία 1 ή 2
- ΚΠΥ –  $q > 4$  : κατηγορία 1

### 10. Εφελκόμενα μέλη

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

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} < N_{uRd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.12)$$

### 11. Πλαίσια παραλαβής ροπών

Γίνεται έλεγχος έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών θεωρώντας ότι στο ένα άκρο (με την μεγαλύτερη καταπόνηση) έχει αναπτυχθεί καμπτική πλαστική άρθρωση.

Για την εξασφάλιση της ελάχιστης απαιτούμενης αντοχής και επαρκούς πλαστιμότητας στροφής ελέγχονται οι συνθήκες EC8-1 §6.6.2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{plRd}} \leq 1.00 \quad , \quad \frac{N_{Ed}}{N_{plRd}} \leq 0.15 \quad , \quad \frac{(V_{EdG} + V_{EdM})}{V_{plRd}} \leq 0.50 \quad (3.13)$$

Όπου  $V_{EdG}$  είναι η στατική συνιστώσα της σεισμικής τέμνουσας και  $V_{EdM}$  η ικανοτική τέμνουσα η οποία προκύπτει σύμφωνα με την EC8-1 §6.6.2(2) θεωρώντας πλαστικές ροπές αντοχής στα άκρα της δοκού. Για τις διατομές κατηγορίας 3 οι πλαστικές τιμές αντοχής αντικαθίστανται από τις αντίστοιχες ελαστικές.

## 12. Υποστυλώματα

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

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}, \quad M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}, \quad V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \quad (3.14)$$

Όπου  $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \quad (3.15)$$

Από όλες τις δοκούς που αναπτύσσεται πλαστική άρθρωση

## 13. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα αποτελούνται από ράβδους που εντείνονται αξονικά και παραλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις. Σε τέτοιου είδους συνδέσμους αποτελούν κατά κύριο λόγο τα πλάστιμα στοιχεία. Σε οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς μετέχουν στην παραλαβή της έντασης μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι και αγνοείται η συμμετοχή των θλιβόμενων. Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να τοποθετούνται σε διαφορετικά φαντώματα ή και στο ίδιο φάντωμα. Συνηθέστερη μορφή είναι η χιαστί σύνδεσμοι που βρίσκονται στο ίδιο φάντωμα. Λόγω του ότι μετέχουν μόνο με την εφελκυστική αντοχή τους ελέγχονται σε εφελκυσμό. Η λυγηρότητα των μελών αυτών πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$1.3 \leq \lambda \leq 2.0$$

## 14. Πλαστιμότητα

Λόγω του ότι οι δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα θεωρούνται ζώνες απόδοσης ενέργειας υπολογίζεται γι' αυτά τα μέλη ο λόγος υπεραντοχής  $\Omega$  κατά την EC8-1 §6.7.4.1(1):

$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} \quad (3.16)$$

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα της διεύθυνσης X ή Z, στην οποία διατάσσονται τα διαγώνια μέλη ελέγχονται με αξονική δύναμη που προκύπτει από την (6.12) του EC8-1 (βλ. και «Έλεγχο επάρκειας» σε Δοκό και Υποστυλώμα)

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (3.17)$$

### Οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας Δομικού χάλυβα (έλεγχος βέλους)

Ο έλεγχος στην Ο.Κ.Λ. έχει εφαρμογή κυρίως στα οριζόντια στοιχεία (δοκοί-δοκίδες του φορέα) τα οποία κατά κύριο λόγο φέρουν φορτία κάθετα στο διαμήκη άξονα τους, που τους προκαλώντας καμπτική καταπόνηση. Γίνονται δύο έλεγχοι υπολογισμού κατακόρυφης βύθισης (βέλους κάμψης) για κάθε μέλος που αφορούν το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων ( $w_3$ ) και το συνολικό βέλος ( $w_{max}$ ). Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές των δύο αυτών ελέγχων αναγράφονται στο EC3-1-1 §7.2.1(εθνικό προσάρτημα).

### 3.3.2 Υπολογισμός αντοχής συμμίκτων διατομών δοκών

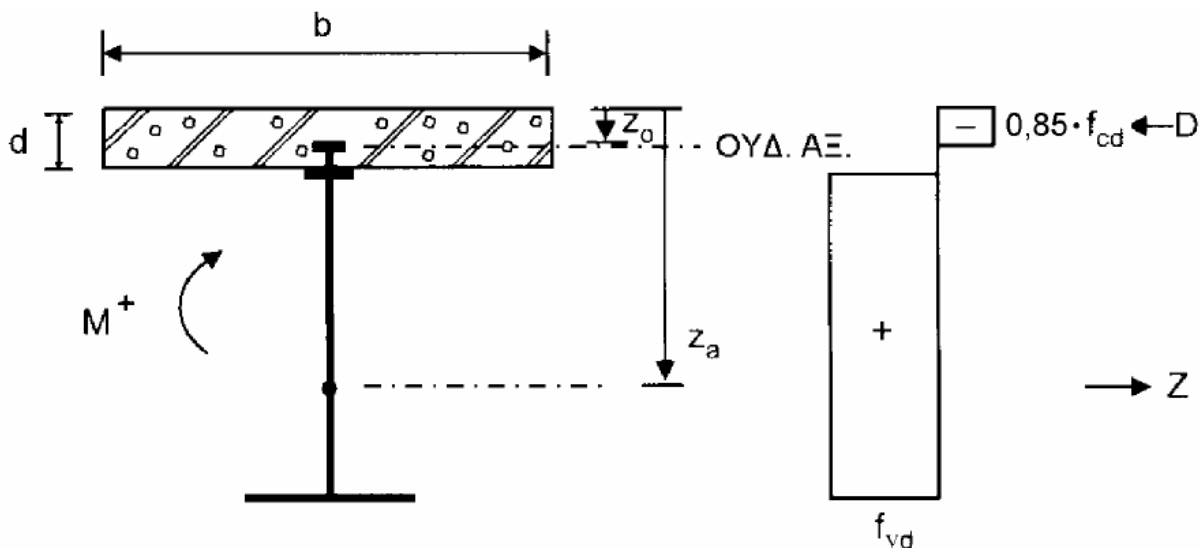
Για τον έλεγχο τους γίνεται πλαστική ανάλυση. Για να προσδιοριστούν οι πλαστικές ροπές μίας σύμμικτης διατομής θεωρείται ότι η τάσεις των υλικών λαμβάνουν τις οριακές τιμές τους. Ο υπολογισμός τους, στην περίπτωση που η πλάκα του σκυροδέματος θλίβεται, μπορεί να γίνει με καλή ακρίβεια με χρήση προσεγγιστικών σχέσεων αγνοώντας την συμβολή των οπλισμών της.

Διακρίνονται λοιπόν τρεις περιπτώσεις :

1. Ο ουδέτερος άξονας να βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας
2. Ο ουδέτερος άξονας να βρίσκεται εντός του πάχους του άνω πέλματος της διατομής της σιδηροδοκού
3. Ο ουδέτερος άξονας να βρίσκεται στον κορμό της σιδηροδοκού

Η πιο συνηθισμένη για τα κοινά οικοδομικά έργα είναι η πρώτη περίπτωση βάσει της οποίας λόγω του μικρού σχετικά ύψους των σιδηροδιατομών σε σχέση με το πάχος της πλάκας που συνδέονται.

Επομένως έχουμε:





Θλιπτική δύναμη:  $D = b z_0 0,85 \cdot f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_a f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη:  $D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} \leq d$

Πλαστική ροπή:  $M_{pl,Rd}^+ = Z \left( z_a - \frac{z_0}{2} \right) = A_a f_{yd} \left( z_a - \frac{z_0}{2} \right)$

( $z_a$  = θέση κέντρου βάρους σιδηροδοκού)

Με την θεώρηση αυτή, είναι δυνατόν με καλή ακρίβεια να υπολογιστούν οι ροπές αντοχής δοκίδων και κύριων δοκών ενός συμμίκτου φορέα.

### 3.3.3 Διατμητικοί σύνδεσμοι

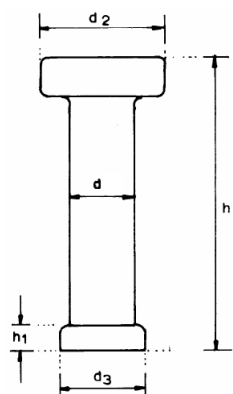
Για να εξασφαλιστεί η λειτουργία μιας σύμμικτης διατομής χάλυβα-σκυροδέματος θα πρέπει να εξασφαλίζεται η παραλαβή της διατμητικής ροής στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Αυτό εξασφαλίζεται με την διάταξη διατμητικών συνδέσμων κατάλληλων σε μορφή και αριθμό ώστε να παρεμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο υλικών. Διακρίνονται δύο τρόποι παραλαβής της διατμητικής ροής:

- Οι σύνδεσμοι να εμποδίζουν πλήρως την ολίσθηση στην διεπιφάνεια των δύο υλικών οπότε έχουμε πλήρη διατμητική σύνδεση και
- Οι διατμητικοί σύνδεσμοι να επιτρέπουν σχετική ολίσθηση. Η κατάσταση αυτή ονομάζεται μερική διατμητική σύνδεση και προφανώς απαιτεί λιγότερους διατμητικούς συνδέσμους από την πρώτη.

Υπάρχουν διάφορα είδη διατμητικών συνδέσμων που κατατάσσονται το καθένα ή στην κατηγορία των ευκάμπτων ή στον άκαμπτων συνδέσμων. Ο πιο διαδεδομένος τύπος είναι αυτός των διατμητικών ήλων κεφαλής. Εκτός της εξασφάλισης της παραλαβής των διατμητικών δυνάμεων στην διεπιφάνεια των δύο υλικών παρεμποδίζουν ταυτόχρονα με την κεφαλή τους την αποκόλληση της πλάκας σκυροδέματος από την σιδηροδοκό λόγω ανύψωσης της.

Ο Πίνακας 3.1 αναγράφει τα χαρακτηριστικά των διατμητικών ήλων κεφαλής που προδιαγράφονται από το EN 13918.

Πίνακας 3.1 Διαστάσεις συνήθων διατμητικών ήλων κεφαλής σε mm



d	d <sub>2</sub>	h
16	29	50,75,100,125,150,175,200
19	32	75, 100, 125, 150, 200
22	35	50,75,100,125,150,175,200, 225,250
25	38	100,125,150,175,200, 250

Πρέπει να ισχύει  $h \geq 3d$ ,  $d_2 \geq 1,5d$ , ύψος κεφαλής  $\geq 0,4d$ .

Η οριακή αντοχή ενός ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προκύπτει από την ελάχιστη τιμή της αντοχής σε διάτμηση του ήλου και της αντοχής άντυνας του σκυροδέματος που τον περιβάλλει:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v \quad \text{Διατμητική αντοχή ήλου} \quad (3.18)$$

$$\text{και } P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \quad \text{Διατμητική αντοχή άντυνας σκυροδέματος} \quad (3.19)$$

Όπου :

$d_s$  = ονομαστική διάμετρος κορμού ήλου

$f_u$  = ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου  $\leq 500$  MPa

$f_{ck}$  = Θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

$E_{cm}$  = μέσο μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$\gamma_v = 1,25$

$\alpha = 0,2 (h/d+1)$  για  $3 \leq h/d \leq 4$

$\alpha = 1$  για  $4 < h/d$

$h$  = το ύψος του ήλου (Πίνακας 3.1)

Στις περιπτώσεις που στις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιείται τραπεζοειδές μεταλλικό φύλλο ανάλογα με την διεύθυνση των αυλακώσεων των φύλλων ως προς τον διαμήκη άξονα της δοκού

(παράλληλες ή κάθετες) γίνεται μείωση της διατμητικής αντοχής με το μειωτικό συντελεστή  $k$  που υπολογίζεται από τις σχέσεις (3.20) (3.21):

$$k_1 = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{Αυλακώσεις παράλληλες στον άξονα της δοκού} \quad (3.20)$$

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad \text{Αυλακώσεις κάθετες στον άξονα της δοκού} \quad (3.21)$$

Όπου:

$h_0$  = μέσο πλάτος αυλακώσεων  $\geq 50$  mm

$h_p$  = το ύψος του μεταλλικού φύλλου

$h$  = το ύψος του διατμητικού ήλου  $\leq h_p + 75$ mm

Για την διάταξη των διατμητικών ήλων στο πέλμα μιας δοκού πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω περιορισμοί:

- Η ελάχιστη απόσταση μεταξύ διατμητικών ήλων κατά μήκος της δοκού είναι  $5d_s$
- Η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των ήλων κάθετα στην δοκό είναι  $2,5d_s$  για συμπαγείς πλάκες και  $4d_2$
- Η μέγιστη καθαρή απόσταση των ήλων από το άκρο του πέλματος της δοκού ισούται με  $9 \cdot t_f \cdot \epsilon$  όπου  $\epsilon = (235/f_y)^{1/2}$ ,  $t_f$  = το πάχος του πέλματος της δοκού.
- Η μέγιστη διαμήκης απόσταση των ήλων είναι το  $\min\{6d, 800\text{mm}\}$ ,  $b$  = το πάχος της πλάκας η ελάχιστη επικάλυψη των ήλων είναι ίση με 20mm ή ό,τι προβλέπεται από τον ισχύοντα κανονισμό σκυροδέματος για ράβδους οπλισμού μείον 5mm

### 3.3.4 Υπολογισμός οπλισμών πλακών

#### Φορτία:

Μόνιμα:

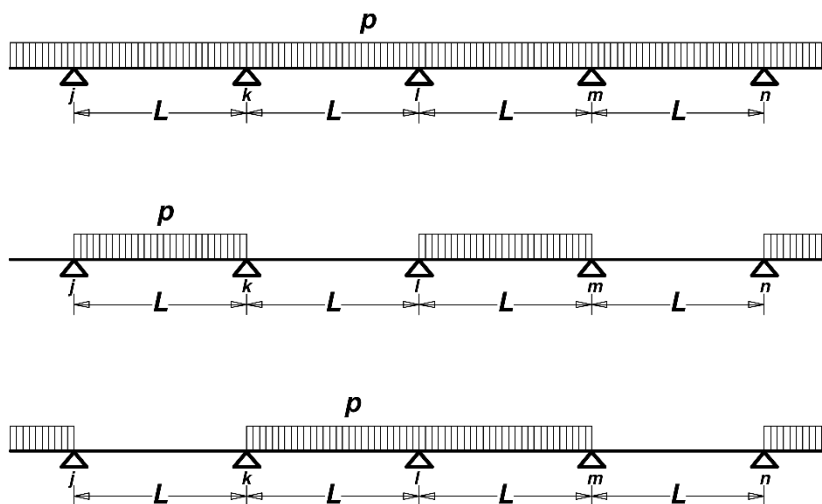
$$\text{I.B.} = 0.14 \cdot 25.00 = 3.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Επικάλ.} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Κινητά:

$$q = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

#### ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ



$$M_{\text{ΑΝΟΙΓΜ}} = 0.042 \cdot P \cdot L^2$$

$$M_j = M_k = M_l = M_m = M_n = -0.083 \cdot P \cdot L^2$$

$$M_{jk} = M_{lm} = 0.083 \cdot P \cdot L^2$$

$$M_j = M_k = M_l = M_m = -0.042 \cdot P \cdot L^2$$

$$M_l = -0.114 \cdot P \cdot L^2$$

$$M_k = M_m = -0.022 \cdot P \cdot L^2$$

#### Υπολογισμός τιμών ροπών κάμψης:

Λόγω μονίμων:

Ανοίγματα:  $M_g = 0.042 \cdot 5 \cdot 1.35^2 = 0.38 \text{ kNm/m}$

Στηρίξεις:  $M_g = -0.114 \cdot 5 \cdot 1.35^2 = -1.04 \text{ kNm/m}$

Λόγω κινητών:

Ανοίγματα:

$$\max M = 0.083 \cdot 2 \cdot 1.35^2 = 0.30 \text{ kNm/m}$$

$$\min M = -0.022 \cdot 2 \cdot 1.35^2 = -0.08 \text{ kNm/m}$$

Στηρίξεις:

$$\min M = -0.114 \cdot 2 \cdot 1.35^2 = -0.42 \text{ kNm/m}$$

## Συνδιασμος δράσεων – Ακρότατες τιμές

Ανοίγματα:

$$\max M = 1.35 \cdot 0.38 + 1.50 \cdot 0.30 = 0.96 \text{ kNm/m}$$

$$\min M = 1.35 \cdot 0.38 - 1.50 \cdot 0.08 = 0.39 \text{ kNm/m}$$

Στηρίξεις:

$$\min M = 1.35 \cdot (-1.04) + 1.50 \cdot (-0.42) = -2.03 \text{ kNm/m}$$

Οπλιση σε κάμψη:

Ανοίγματα:

$$M = 0.96 \text{ kNm/m} , b=1.00\text{m} , h=0.14\text{m} , d=0.11\text{m}$$

$$\mu_{sd} = 0.005 \rightarrow \omega = 0.005 \text{ και } A_{s1} = 0.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Στηρίξεις:

$$M = 2.03 \text{ kNm/m} , b=1.00\text{m} , h=0.14\text{m} , d=0.11\text{m}$$

$$\mu_{sd} = 0.010 \rightarrow \omega = 0.010 \text{ και } A_{s1} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\min A_{s1} = \max\{0.26 \cdot 2.90/500 ; 0.0013\} \cdot 100 \cdot 11 = \max\{1.66 ; 1.43\} = 1.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Delta\text{ευτερεύων: } A_{s\Delta} = 0.20 \cdot 1.66 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται σε κάθε φάτνωμα κάτω: #Φ8/20 (2.51 cm<sup>2</sup>/m/διεύθυνση), άνω #Φ10/15 (5.24 cm<sup>2</sup>/m/διεύθυνση). Για την αποφυγή αναλυτικού υπολογισμού οπλισμών απόσχισης, τοποθετούνται στις περιμετρικές δοκούς έδρασης των πλακών διαμήκεις οπλισμοί άνω: Φ14/10 σε πλάτος b = 1.50m εκατέρωθεν των δοκών διατομής IPE 360 και Φ12/10 εκατέρωθεν των δοκών διατομής IPE 240 σε πλάτος b = 1.50m.

## 4 Αποτελέσματα ανάλυσης κτιρίου

Έπειτα από την δυναμική επίλυση του Φ.Ο. του κτιρίου προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα:

### 4.1 Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

#### Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη - EC8-1 §4.2.3.2

##### Ελεγχοι στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P { $r > I_s$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	I <sub>s</sub> [m]	rII [m]	>	I <sub>s</sub> [m]
8	28.00	21.05	>	15.96	22.75	>	15.96
7	24.50	21.05	>	15.98	22.58	>	15.98
6	21.00	21.05	>	15.98	22.58	>	15.98
5	17.50	21.05	>	15.98	22.58	>	15.98
4	14.00	21.05	>	16.29	22.73	>	16.29
3	10.50	21.05	>	16.29	22.73	>	16.29
2	7.00	21.05	>	16.29	22.73	>	16.29
1:nv	3.50	21.05	>	16.29	22.73	>	16.29

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

##### Ελεγχοι περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) { $0.30*r > |e_o|$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	0.30*rI [m]	>	e <sub>o</sub> I  [m]	0.30*rII [m]	>	e <sub>o</sub> II  [m]
8	28.00	6.31	>	0.02	6.82	>	2.77
7	24.50	6.31	>	0.09	6.77	>	0.45
6	21.00	6.31	>	0.09	6.78	>	0.51
5	17.50	6.31	>	0.09	6.78	>	0.51
4	14.00	6.31	>	0.07	6.82	>	2.58
3	10.50	6.31	>	0.07	6.82	>	2.62
2	7.00	6.31	>	0.07	6.82	>	2.62
1:nv	3.50	6.31	>	0.01	6.82	>	2.61

■ Το δόμημα ενδεχομένως είναι κανονικό σε κάτοψη\*\*.

\* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

\*\* ==> Απαιτείται επιπλέον έλεγχος των γεωμετρικών κριτηρίων των §4.2.3.2(2) - (5)

##### Έλεγχος δύο πρώτων σημαντικών Ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: (PM1>I<sub>s</sub>), (PM2>I<sub>s</sub>)

Επίπεδο	I <sub>s</sub>	Μετ.Μάζας [+X]		Μετ.Μάζας [+Z]		Μετ.Μάζας [-X]		Μετ.Μάζας [-Z]	
		PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2
8	15.96	99.99	78.29	99.99	99.99	99.99	76.04	99.99	99.99
7	15.98	99.99	76.50	99.99	99.99	99.99	74.40	99.99	99.99
6	15.98	99.99	76.20	99.99	99.99	99.99	74.10	99.99	99.99
5	15.98	99.99	76.20	99.99	99.99	99.99	74.10	99.99	99.99
4	16.29	99.99	75.96	99.99	99.99	99.99	73.84	99.99	99.99
3	16.29	99.99	74.57	99.99	99.99	99.99	72.45	99.99	99.99
2	16.29	99.99	70.28	99.99	99.99	99.99	68.36	99.99	99.99
1:nv	16.29	99.99	13.68?	99.99	99.99	99.99	13.68?	99.99	99.99

\* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

## 4.2 Μετάθεση κέντρου μάζας ορόφων

### Μετάθεση κέντρου μάζας

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Αρχικό X [m]	Αρχικό Z [m]	Μετάθεση μάζας κατά	Νέο X [m]	Νέο Z [m]
8	28.00	0.134E+02	0.154E+02	+X	0.158E+02	0.154E+02
				+Z	0.134E+02	0.164E+02
				-X	0.110E+02	0.154E+02
				-Z	0.134E+02	0.144E+02
7	24.50	0.133E+02	0.122E+02	+X	0.157E+02	0.122E+02
				+Z	0.133E+02	0.135E+02
				-X	0.109E+02	0.122E+02
				-Z	0.133E+02	0.108E+02
6	21.00	0.133E+02	0.121E+02	+X	0.157E+02	0.121E+02
				+Z	0.133E+02	0.135E+02
				-X	0.109E+02	0.121E+02
				-Z	0.133E+02	0.108E+02
5	17.50	0.133E+02	0.121E+02	+X	0.157E+02	0.121E+02
				+Z	0.133E+02	0.135E+02
				-X	0.109E+02	0.121E+02
				-Z	0.133E+02	0.108E+02
4	14.00	0.133E+02	0.101E+02	+X	0.157E+02	0.101E+02
				+Z	0.133E+02	0.118E+02
				-X	0.109E+02	0.101E+02
				-Z	0.133E+02	0.837E+01
3	10.50	0.133E+02	0.100E+02	+X	0.157E+02	0.100E+02
				+Z	0.133E+02	0.117E+02
				-X	0.109E+02	0.100E+02
				-Z	0.133E+02	0.834E+01
2	7.00	0.133E+02	0.100E+02	+X	0.157E+02	0.100E+02
				+Z	0.133E+02	0.117E+02
				-X	0.109E+02	0.100E+02
				-Z	0.133E+02	0.833E+01
1:βάση	3.50	0.134E+02	0.100E+02	+X	0.158E+02	0.100E+02
				+Z	0.134E+02	0.117E+02
				-X	0.110E+02	0.100E+02
				-Z	0.134E+02	0.834E+01

### 4.3 Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα

Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.

**Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	78.046	0.000	0.002	78.046	0.000	0.002
2	0.000	0.000	73.363	78.046	0.000	73.365
3	0.126	0.000	3.286	78.172	0.000	76.651
4	11.797	0.000	0.003	89.969	0.000	76.655
5	1.607	0.000	0.017	91.576	0.000	76.672
6	0.401	0.000	0.059	91.977	0.000	76.732
7	0.712	0.000	0.000	92.689	0.000	76.732
8	0.265	0.000	0.010	92.954	0.000	76.741
9	0.154	0.000	0.009	93.107	0.000	76.751

**Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	76.791	0.000	0.000	76.791	0.000	0.000
2	0.000	0.000	76.665	76.792	0.000	76.666
3	1.334	0.000	0.002	78.125	0.000	76.667
4	9.571	0.000	0.000	87.696	0.000	76.667
5	1.388	0.000	0.000	89.084	0.000	76.667
6	0.579	0.000	0.000	89.664	0.000	76.667
7	0.294	0.000	0.000	89.958	0.000	76.667
8	0.154	0.000	0.000	90.112	0.000	76.667
9	0.074	0.000	0.000	90.185	0.000	76.667

**Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	78.047	0.000	0.003	78.047	0.000	0.003
2	0.000	0.000	73.202	78.047	0.000	73.204
3	0.128	0.000	3.446	78.175	0.000	76.650
4	11.811	0.000	0.004	89.986	0.000	76.653
5	1.617	0.000	0.018	91.603	0.000	76.672
6	0.407	0.000	0.064	92.010	0.000	76.735
7	0.724	0.000	0.000	92.734	0.000	76.736
8	0.255	0.000	0.012	92.989	0.000	76.748
9	0.194	0.000	0.009	93.183	0.000	76.757

**Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	77.905	0.000	0.000	77.905	0.000	0.000
2	0.000	0.000	76.685	77.905	0.000	76.685
3	0.229	0.000	0.001	78.133	0.000	76.686
4	11.031	0.000	0.000	89.164	0.000	76.686
5	1.172	0.000	0.000	90.336	0.000	76.686
6	0.541	0.000	0.000	90.878	0.000	76.686
7	0.202	0.000	0.000	91.079	0.000	76.686
8	0.077	0.000	0.000	91.156	0.000	76.686
9	0.011	0.000	0.000	91.167	0.000	76.686



## 4.4 Ιδιοπερίοδοι και Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις ( $M=0$ )

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]
1	1.4210	0.51778	0.053	0.41422	0.042
2	1.3029	0.56468	0.058	0.45174	0.046
3	1.0034	0.73326	0.075	0.58661	0.060
4	0.6546	1.12398	0.115	0.89918	0.092
5	0.5700	1.29075	0.132	1.03260	0.105
6	0.5572	1.32035	0.135	1.05628	0.108
7	0.5513	1.33452	0.136	1.06762	0.109
8	0.5448	1.35059	0.138	1.08047	0.110
9	0.5440	1.35258	0.138	1.08207	0.110

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]
1	1.4272	0.51553	0.053	0.41243	0.042
2	1.2836	0.57321	0.058	0.45857	0.047
3	1.0119	0.72713	0.074	0.58170	0.059
4	0.6723	1.09440	0.112	0.87552	0.089
5	0.6071	1.21194	0.124	0.96955	0.099
6	0.5949	1.23674	0.126	0.98939	0.101
7	0.5899	1.24726	0.127	0.99781	0.102
8	0.5879	1.25152	0.128	1.00122	0.102
9	0.5866	1.25426	0.128	1.00341	0.102

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]
1	1.4210	0.51776	0.053	0.41421	0.042
2	1.3043	0.56410	0.058	0.45128	0.046
3	1.0015	0.73466	0.075	0.58773	0.060
4	0.6545	1.12413	0.115	0.89930	0.092
5	0.5698	1.29127	0.132	1.03301	0.105
6	0.5570	1.32102	0.135	1.05682	0.108
7	0.5510	1.33523	0.136	1.06818	0.109
8	0.5445	1.35116	0.138	1.08093	0.110
9	0.5438	1.35307	0.138	1.08246	0.110

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]
1	1.4293	0.51476	0.052	0.41181	0.042
2	1.2829	0.57349	0.058	0.45879	0.047
3	1.0253	0.71759	0.073	0.57407	0.059
4	0.6759	1.08857	0.111	0.87086	0.089
5	0.5999	1.22653	0.125	0.98123	0.100
6	0.5888	1.24959	0.127	0.99967	0.102
7	0.5850	1.25777	0.128	1.00622	0.103
8	0.5829	1.26221	0.129	1.00977	0.103
9	0.5823	1.26357	0.129	1.01086	0.103

## 4.5 Φαινόμενα 2ας τάξης

Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2))

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [J]	$1/(1-\theta)$ [J]
1	3.50	3.50	0.094	1.00
2	7.00	3.50	0.094	1.00
3	10.50	3.50	0.083	1.00
4	14.00	3.50	0.082	1.00
5	17.50	3.50	0.076	1.00
6	21.00	3.50	0.066	1.00
7	24.50	3.50	0.048	1.00
8	28.00	3.50	0.030	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [J]	$1/(1-\theta)$ [J]
1	3.50	3.50	0.083	1.00
2	7.00	3.50	0.107	1.12
3	10.50	3.50	0.097	1.00
4	14.00	3.50	0.093	1.00
5	17.50	3.50	0.088	1.00
6	21.00	3.50	0.072	1.00
7	24.50	3.50	0.050	1.00
8	28.00	3.50	0.032	1.00

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [J]	$1/(1-\theta)$ [J]
1	3.50	3.50	0.093	1.00
2	7.00	3.50	0.093	1.00
3	10.50	3.50	0.082	1.00
4	14.00	3.50	0.081	1.00
5	17.50	3.50	0.076	1.00
6	21.00	3.50	0.066	1.00
7	24.50	3.50	0.048	1.00
8	28.00	3.50	0.030	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [J]	$1/(1-\theta)$ [J]
1	3.50	3.50	0.085	1.00
2	7.00	3.50	0.110	1.12
3	10.50	3.50	0.098	1.00
4	14.00	3.50	0.093	1.00
5	17.50	3.50	0.089	1.00
6	21.00	3.50	0.076	1.00
7	24.50	3.50	0.057	1.00
8	28.00	3.50	0.039	1.00

**Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)**

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [1/]	1/(1-θ) [1/]
1	3.50	3.50	0.094	1.00
2	7.00	3.50	0.094	1.00
3	10.50	3.50	0.083	1.00
4	14.00	3.50	0.082	1.00
5	17.50	3.50	0.076	1.00
6	21.00	3.50	0.066	1.00
7	24.50	3.50	0.048	1.00
8	28.00	3.50	0.030	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [1/]	1/(1-θ) [1/]
1	3.50	3.50	0.084	1.00
2	7.00	3.50	0.109	1.12
3	10.50	3.50	0.098	1.00
4	14.00	3.50	0.093	1.00
5	17.50	3.50	0.088	1.00
6	21.00	3.50	0.074	1.00
7	24.50	3.50	0.054	1.00
8	28.00	3.50	0.035	1.00

**Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)**

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [1/]	1/(1-θ) [1/]
1	3.50	3.50	0.095	1.00
2	7.00	3.50	0.096	1.00
3	10.50	3.50	0.085	1.00
4	14.00	3.50	0.084	1.00
5	17.50	3.50	0.077	1.00
6	21.00	3.50	0.067	1.00
7	24.50	3.50	0.049	1.00
8	28.00	3.50	0.031	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [1/]	1/(1-θ) [1/]
1	3.50	3.50	0.085	1.00
2	7.00	3.50	0.110	1.12
3	10.50	3.50	0.098	1.00
4	14.00	3.50	0.093	1.00
5	17.50	3.50	0.089	1.00
6	21.00	3.50	0.076	1.00
7	24.50	3.50	0.057	1.00
8	28.00	3.50	0.039	1.00

Έγινε πολλαπλασιασμός των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης με το συντελεστή 1/(1-θ).  
{EC8-1 § 4.4.2.2(3)}

## 4.6 Σεισμικός αρμός

**Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2)) - Σεισμικός αρμός (EC8-1 §4.4.2.7) - Σχετική παραμόρφωση ορόφου (EC8-1 §4.4.3.2)**

Επίπεδο [1/]	Υψόμετρο [m]	θ [1/]	1/(1-θ) [1/]	dsX [cm]	dsZ [cm]	Μέσο(drX)*v/h [1/]	Μέσο(drZ)*v/h [1/]
1	3.50	0.095	1.0000	1.78	1.58	0.00232	0.00170
2	7.00	0.110	1.1235	3.85	3.64	0.00255	0.00249
3	10.50	0.098	1.0000	5.78	5.59	0.00244	0.00249
4	14.00	0.093	1.0000	7.74	7.70	0.00262	0.00261
5	17.50	0.089	1.0000	9.43	9.91	0.00269	0.00271
6	21.00	0.076	1.0000	11.29	11.95	0.00259	0.00248
7	24.50	0.057	1.0000	12.76	13.55	0.00207	0.00198
8	28.00	0.039	1.0000	13.18	14.63	0.00140	0.00143

Τα θ, dr, ds έχουν υπολογιστεί με  $d = q \cdot d_e$  (  $q_x = 3.20, q_z = 4.00$  ). Συντελεστής μείωσης  $v = 0.50$   
(ds: Απόλυτες μετακινήσεις, dr: Σχετικές μετακινήσεις)

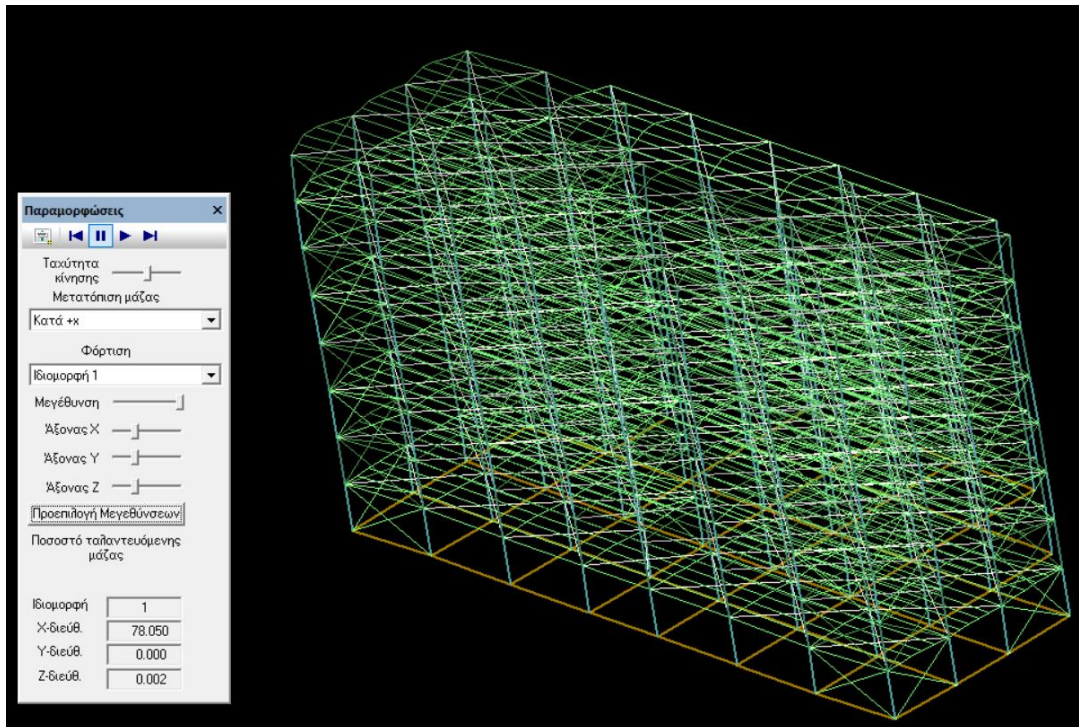
Έγιναν οι πολλαπλασιασμοί των αποτελεσμάτων κάθε σεισμικής δράσης με τους αντίστοιχους προσαυξητικούς συντελεστές 1/(1-θ), ο μέγιστος των οποίων είναι 1.12.  
{EC8 § 4.4.2.2(3)}2

## 4.7 Δυσμενέστεροι λόγοι ανά κατηγορία μελών

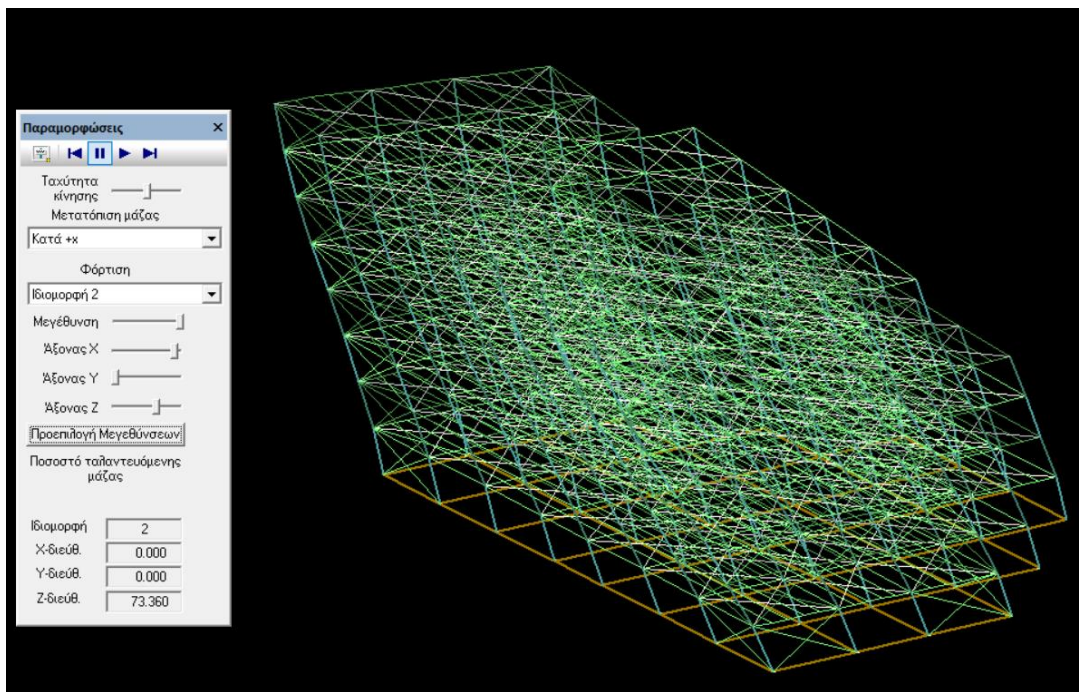
Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	$\nu\gamma$	$\nu z$	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) $\nu\gamma+m\gamma\gamma+m\gamma z$	EC3 (6.62) $\nu z+mz\gamma+mz z$
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM340	1	0.01	0.10	0.60	0.66	0.73
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE360	2	0.54		0.14		
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.33		0.23		
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS101.6X6	1			0.95		
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS101.6X8	1			0.92		
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS88.9X6.3	1			0.92		
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS88.9X5	1			0.97		
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS88.9X6	1			0.99		
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X5	1			0.90		

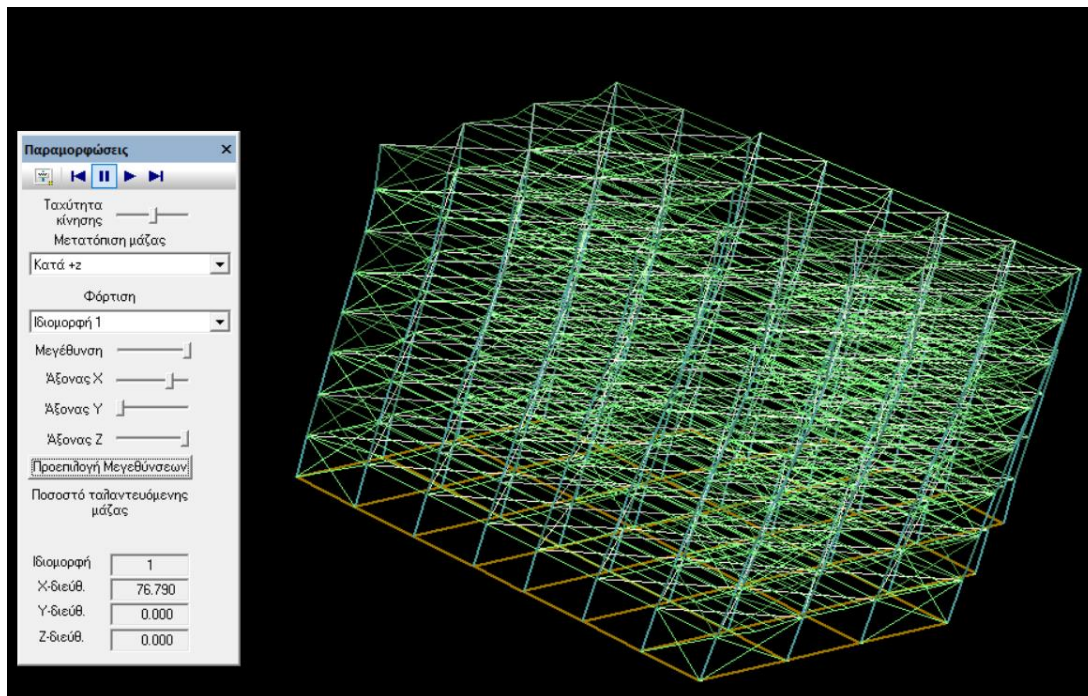
## 4.8 Θεμελιώδεις Ιδιομορφές ανά διεύθυνση



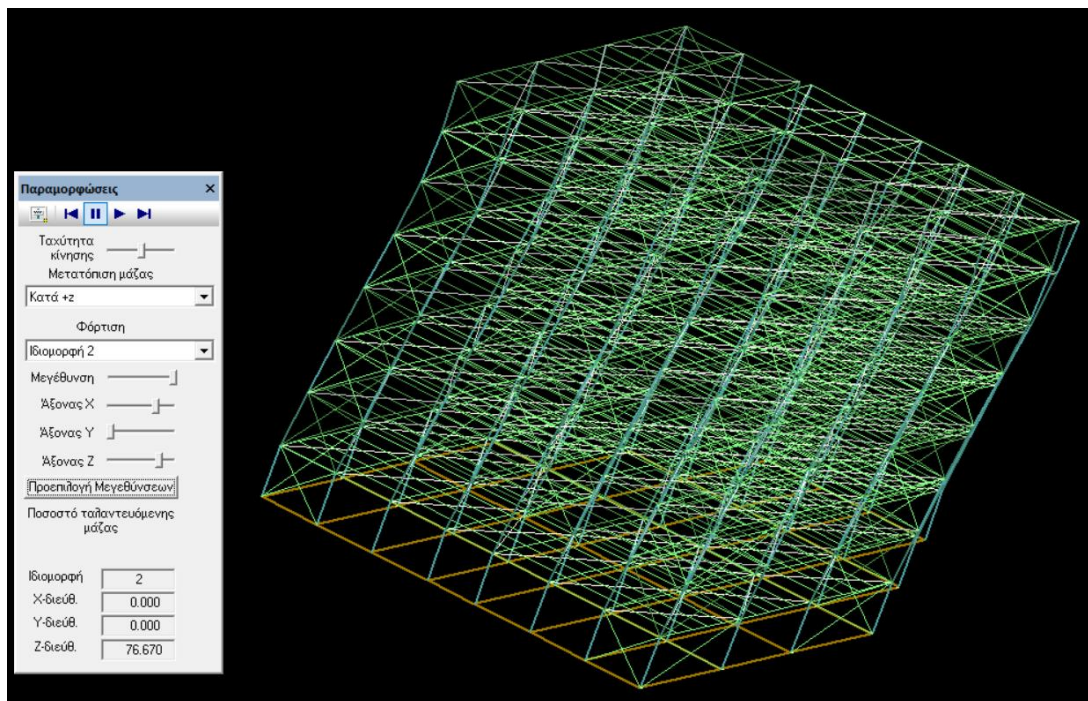
Σχήμα 4.1 1η Ιδιομορφή κατά X,  $T = 1.421\text{sec}$



Σχήμα 4.2 2η Ιδιομορφή κατά X,  $T = 1.303\text{sec}$



Σχήμα 4.3 1η Ιδιομορφή κατά Z,  $T = 1.427\text{sec}$



Σχήμα 4.4 2η Ιδιομορφή κατά Z,  $T = 1.284\text{ sec}$

# 5 Μόρφωση και υπολογισμός συνδέσεων του Φ.Ο.

## 5.1 Αποτελέσματα ελέγχου τυπικών δοκίδων

### 1. Δοκός Στάθμης 0

#### Δοκός: 2, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

##### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 9	Τέλος: 10	Μέλος: 390	ΣΠΕΜ = 1.00
Σύμμεκτη δοκός	Σκυρόδεμα: C30/37		Χάλυβας: B500C	Συμπαγής πλάκα μόνο
Διατμητικ.ήλιοι	Ποιότητα ήλων: $F_c = 500$ [Mpa]		Διάμετρος $d_s = 16$ [mm]	Ύψος $h_w = 100$ [mm]
Διατομή	IPE360 + πλάκα 1349x140 [mm]		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος $l_c = 7,00$	Αρχή Z
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Τέλος Z
Συντελεστές	$K_y = 1,00$	$K_z = 1,00$	$\alpha_{0y} = 1,00$	$\alpha_{0z} = 1,00$
			$\beta_{0y} = 1,00$	$\beta_{0z} = 1,00$

##### Μέγιστα ελέγχων σύμμεκτης δοκού

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	VEd / VplRd	MEd / MplRd
1.35G+1.05Q	0	1		0.11
1.35G+1.05Q+0.90W[+x]	10	1	0.12	

θέση ουδέτερου άξονα  $z_{ei} = 7,5$  [cm] - Ροπή αντοχής σύμμεκτης δοκού  $M_{Rd1} = 483,24$  [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd1,R2} = 476,74$  [kN]

##### Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: $w_{max} < \beta_0 \cdot L / 250$ , $w_3 < \beta_0 \cdot L / 300$

Φόρτ [/]	$w_{max} < 28$ [mm]	απαιτ.αντιβέλος wcy [mm]	$w_3 < 23$ [mm]	$w_{maxz}$ [mm]	απαιτ.αντιβέλος wcz [mm]	$w_3 < 23$ [mm]
G	16		1	0		
1.00[G+ψ2xQ]	17		1			

\* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμψία σύμμεκτης δοκού  $J_c = 57626,580$  [cm<sup>4</sup>] , Ακαμψία μεταλλικής δοκού  $J_{ax} = 16270,000$  [cm<sup>4</sup>]

##### Υπολογισμός διατμητικών ήλων

Άνοιγμα [/]	MEd [kNm]	VEd [kN]	F_Z [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	k [/]	PRd [kN]	Nf [/]
1	54.63	0.00	1709.16	64.34	59.09	1.00	59.09	35

\* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

#### Δοκός: 2, Άνοιγμα 4, Όροφος 0

##### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 12	Τέλος: 13	Μέλος: 393	ΣΠΕΜ = 1.00
Σύμμεκτη δοκός	Σκυρόδεμα: C25/30		Χάλυβας: B500C	Συμπαγής πλάκα μόνο
Διατμητικ.ήλιοι	Ποιότητα ήλων: $F_c = 500$ [Mpa]		Διάμετρος $d_s = 16$ [mm]	Ύψος $h_w = 100$ [mm]
Διατομή	IPE360 + πλάκα 1429x140 [mm]		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος $l_c = 6,00$	Αρχή Z
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Τέλος Z
Συντελεστές	$K_y = 1,00$	$K_z = 1,00$	$\alpha_{0y} = 1,00$	$\alpha_{0z} = 1,00$
			$\beta_{0y} = 1,00$	$\beta_{0z} = 1,00$

##### Μέγιστα ελέγχων σύμμεκτης δοκού

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	VEd / VplRd	MEd / MplRd
1.35G+1.05Q	0	1		0.13
1.35G+1.05Q	12	1	0.16	

θέση ουδέτερου άξονα  $z_{ei} = 8,4$  [cm] - Ροπή αντοχής σύμμεκτης δοκού  $M_{Rd1} = 474,78$  [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd1,R2} = 476,74$  [kN]

##### Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: $w_{max} < \beta_0 \cdot L / 250$ , $w_3 < \beta_0 \cdot L / 300$

Φόρτ [/]	$w_{max} < 24$ [mm]	απαιτ.αντιβέλος wcy [mm]	$w_3 < 20$ [mm]	$w_{maxz}$ [mm]	απαιτ.αντιβέλος wcz [mm]	$w_3 < 20$ [mm]
G	13		2	0		
1.00[G+ψ2xQ]	14		2			

\* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμψία σύμμεκτης δοκού  $J_c = 57567,520$  [cm<sup>4</sup>] , Ακαμψία μεταλλικής δοκού  $J_{ax} = 16270,000$  [cm<sup>4</sup>]

##### Υπολογισμός διατμητικών ήλων

Άνοιγμα [/]	MEd [kNm]	VEd [kN]	F_Z [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	k [/]	PRd [kN]	Nf [/]
4	64.37	0.00	1709.16	64.34	52.29	1.00	52.29	35

\* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

## 2. Δοκός Στάθμης 4

### Δοκός: 5, Άνοιγμα 1, Όροφος 4

#### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 33	Τέλος: 34	Μέλος: 1891	ΣΠΕΜ = 1.00
Σύμμικτη δοκός	Σκυρόδεμα: C30/37		Χάλυβας: B500C	Συμπαγής πλάκα μόνο
Διατμητικ.ήλοι	Ποιότητα ήλων: F <sub>w</sub> = 500 [MPa]		Διάμετρος d <sub>w</sub> = 16 [mm]	Ύψος h <sub>w</sub> = 100 [mm]
Διατομή	IPE360 + πλάκα 683x140 [mm]		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος l <sub>c</sub> = 7.00	Αρχή Z
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Τέλος Z
Συντελεστές	K <sub>y</sub> = 1.00	K <sub>z</sub> = 1.00	a <sub>0y</sub> = 1.00	a <sub>0z</sub> = 1.00
				β <sub>0y</sub> = 1.00
				β <sub>0z</sub> = 1.00

#### Μέγιστα ελέγχων σύμμικτης δοκού

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	V <sub>Ed</sub> / V <sub>pl,Rd</sub>	M <sub>Ed</sub> / M <sub>pl,Rd</sub>
1.35G+1.05Q	0	2		0.07
1.35G+1.05Q	33	2	0.07	

Θέση ουδέτερου άξονα z<sub>ne</sub> = 15.4 [cm] - Ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού M<sub>res</sub> = 420.18 [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα V<sub>pl,Rd</sub> = 476.74 [kN]

#### Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: w<sub>max</sub> < β<sub>0</sub>\*L/250 , w<sub>3</sub> < β<sub>0</sub>\*L/300

Φόρτ [/]	w <sub>max</sub> < 28 [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cy</sub> [mm]	w <sub>3y</sub> < 23 [mm]	w <sub>maxz</sub> [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cz</sub> [mm]	w <sub>3z</sub> < 23 [mm]
G	11			0		
1.00[G+ψ <sub>2</sub> Q]	12		1			

\* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμψία σύμμικτης δοκού J<sub>c</sub> = 49354.570 [cm<sup>4</sup>] , Ακαμψία μεταλλικής δοκού J<sub>xx</sub> = 16270.000 [cm<sup>4</sup>]

#### Υπολογισμός διατμητικών ήλων

Άνοιγμα [/]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	F <sub>Z</sub> [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	k [/]	PRd [kN]	Nf [/]
1	31.27	0.00	2744.80	64.34	59.09	1.00	59.09	54

\* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή ακυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

### Δοκός: 5, Άνοιγμα 3, Όροφος 4

#### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 35	Τέλος: 36	Μέλος: 1893	ΣΠΕΜ = 1.00
Σύμμικτη δοκός	Σκυρόδεμα: C30/37		Χάλυβας: B500C	Συμπαγής πλάκα μόνο
Διατμητικ.ήλοι	Ποιότητα ήλων: F <sub>w</sub> = 500 [MPa]		Διάμετρος d <sub>w</sub> = 16 [mm]	Ύψος h <sub>w</sub> = 100 [mm]
Διατομή	IPE360 + πλάκα 683x140 [mm]		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος l <sub>c</sub> = 6.00	Αρχή Z
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Τέλος Z
Συντελεστές	K <sub>y</sub> = 1.00	K <sub>z</sub> = 1.00	a <sub>0y</sub> = 1.00	a <sub>0z</sub> = 1.00
				β <sub>0y</sub> = 1.00
				β <sub>0z</sub> = 1.00

#### Μέγιστα ελέγχων σύμμικτης δοκού

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	V <sub>Ed</sub> / V <sub>pl,Rd</sub>	M <sub>Ed</sub> / M <sub>pl,Rd</sub>
1.35G+1.05QE	35	2	0.06	

Θέση ουδέτερου άξονα z<sub>ne</sub> = 15.4 [cm] - Ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού M<sub>res</sub> = 420.18 [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα V<sub>pl,Rd</sub> = 476.74 [kN]

#### Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: w<sub>max</sub> < β<sub>0</sub>\*L/250 , w<sub>3</sub> < β<sub>0</sub>\*L/300

Φόρτ [/]	w <sub>max</sub> < 24 [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cy</sub> [mm]	w <sub>3y</sub> < 20 [mm]	w <sub>maxz</sub> [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cz</sub> [mm]	w <sub>3z</sub> < 20 [mm]
G	6			0		
1.00[G+ψ <sub>2</sub> Q]	6		0			

\* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμψία σύμμικτης δοκού J<sub>c</sub> = 49354.570 [cm<sup>4</sup>] , Ακαμψία μεταλλικής δοκού J<sub>xx</sub> = 16270.000 [cm<sup>4</sup>]

#### Υπολογισμός διατμητικών ήλων

Άνοιγμα [/]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	F <sub>Z</sub> [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	k [/]	PRd [kN]	Nf [/]
3	21.68	0.00	2744.80	64.34	59.09	1.00	59.09	55

\* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή ακυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος



### 3. Δοκίδα Στάθμης 0

#### Δοκός: 43, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

##### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 156	Τέλος: 160	Μέλος: 673	ΣΠΕΜ = 1.00
Σύμμικτη δοκός	Σκυρόδεμα: C30/37		Χάλυβας: B500C	Συμπαγής πλάκα μόνο
Διαμητ. ήλοι	Ποιότητα ήλων: F <sub>y</sub> = 500 [Μpa]		Διάμετρος d <sub>s</sub> = 16 [mm]	Ύψος h <sub>w</sub> = 100 [mm]
Διατομή	IPE240 + πλάκα 1250x140 [mm]		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος l <sub>c</sub> = 7.00	Αρχή Z
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Τέλος Z
Συντελεστές	K <sub>y</sub> = 1.00	K <sub>z</sub> = 1.00	a <sub>0y</sub> = 1.00	a <sub>0z</sub> = 1.00
			β <sub>0y</sub> = 1.00	β <sub>0z</sub> = 1.00

##### Μέγιστα ελέγχων σύμμικτης δοκού

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	V <sub>Ed</sub> / V <sub>plRd</sub>	M <sub>Ed</sub> / M <sub>plRd</sub>
1.35G+1.05Q <sub>B</sub>	0	1		
1.35G+1.05Q	160	1	0.15	0.23

Θέση ουδέτερου άξονα z<sub>ne</sub> = 4.3 [cm] - Ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού M<sub>resist</sub> = 219.14 [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα V<sub>pl,Rd</sub> = 259.79 [kN]

##### Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: w<sub>max</sub> < β<sub>0</sub>\*L/250 , w<sub>3</sub> < β<sub>0</sub>\*L/300

Φόρτ [/]	w <sub>max</sub> < 28 [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cy</sub> [mm]	w <sub>3y</sub> < 23 [mm]	w <sub>maxz</sub> [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cz</sub> [mm]	w <sub>3z</sub> < 23 [mm]
G	26			0		
1.00[G+ψ <sub>2</sub> Q]	28		3			

\* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμμία σύμμικτης δοκού J<sub>Σ</sub> = 20747.210 [cm<sup>4</sup>] , Ακαμμία μεταλλικής δοκού J<sub>xx</sub> = 3892.000 [cm<sup>4</sup>]

##### Υπολογισμός διαμητικών ήλων

Άνοιγμα [/]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	F <sub>Z</sub> [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	k [/]	PRd [kN]	ηf [/]
1	51.54	0.00	919.32	64.34	59.09	1.00	59.09	36

\* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άνωταξας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

### 4. Δοκίδα Στάθμης 4

#### Δοκός: 21, Άνοιγμα 1, Όροφος 4

##### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 78	Τέλος: 82	Μέλος: 2064	ΣΠΕΜ = 1.00
Σύμμικτη δοκός	Σκυρόδεμα: C30/37		Χάλυβας: B500C	Συμπαγής πλάκα μόνο
Διαμητ. ήλοι	Ποιότητα ήλων: F <sub>y</sub> = 500 [Μpa]		Διάμετρος d <sub>s</sub> = 16 [mm]	Ύψος h <sub>w</sub> = 100 [mm]
Διατομή	IPE240 + πλάκα 1163x140 [mm]		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος l <sub>c</sub> = 7.00	Αρχή Z
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Τέλος Z
Συντελεστές	K <sub>y</sub> = 1.00	K <sub>z</sub> = 1.00	a <sub>0y</sub> = 1.00	a <sub>0z</sub> = 1.00
			β <sub>0y</sub> = 1.00	β <sub>0z</sub> = 1.00

##### Μέγιστα ελέγχων σύμμικτης δοκού

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	V <sub>Ed</sub> / V <sub>plRd</sub>	M <sub>Ed</sub> / M <sub>plRd</sub>
1.35G+1.05Q <sub>B</sub>	0	1		
1.35G+1.05Q	82	1	0.15	0.22

Θέση ουδέτερου άξονα z<sub>ne</sub> = 4.6 [cm] - Ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού M<sub>resist</sub> = 217.65 [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα V<sub>pl,Rd</sub> = 259.79 [kN]

##### Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: w<sub>max</sub> < β<sub>0</sub>\*L/250 , w<sub>3</sub> < β<sub>0</sub>\*L/300

Φόρτ [/]	w <sub>max</sub> < 28 [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cy</sub> [mm]	w <sub>3y</sub> < 23 [mm]	w <sub>maxz</sub> [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>cz</sub> [mm]	w <sub>3z</sub> < 23 [mm]
G	25			0		
1.00[G+ψ <sub>2</sub> Q]	28		3			

\* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμμία σύμμικτης δοκού J<sub>Σ</sub> = 20320.470 [cm<sup>4</sup>] , Ακαμμία μεταλλικής δοκού J<sub>xx</sub> = 3892.000 [cm<sup>4</sup>]

##### Υπολογισμός διαμητικών ήλων

Άνοιγμα [/]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	F <sub>Z</sub> [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	k [/]	PRd [kN]	ηf [/]
1	47.25	0.00	919.32	64.34	59.09	1.00	59.09	36

\* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άνωταξας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

## 5. Δοκίδα Στάθμης 7

### Δοκός: 18, Άνοιγμα 4, Όροφος 7

#### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 57	Τέλος: 61	Μέλος: 2995	ΣΠΕΜ = 1.00
Σύμμικτη δοκός	Σκυρόδεμα: C30/37		Χάλυβας: B500C	Συμπαγής πλάκα μόνο
Διατηρητικ.ήλιοι	Ποιότητα ήλων: F <sub>c</sub> = 500 [MPa]		Διάμετρος d <sub>s</sub> = 16 [mm]	Ύψος h <sub>ef</sub> = 100 [mm]
Διατομή	IPE240 + πλάκα 1250x140 [mm]		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικό	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος l <sub>c</sub> = 6.00	Αρχή Z
Κανονισμός	Πλαστικότητα: ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Τέλος Z
Συντελεστές	K <sub>y</sub> = 1.00	K <sub>z</sub> = 1.00	a <sub>0y</sub> = 1.00	a <sub>0z</sub> = 1.00
			β <sub>0y</sub> = 1.00	β <sub>0z</sub> = 1.00

#### Μέγιστα ελέγχων σύμμικτης δοκού

Φόρτ [k]	Θέση [m]	Κατηγορία [k]	V <sub>Ed</sub> / V <sub>plRd</sub>	M <sub>Ed</sub> / M <sub>plRd</sub>
1.35G+1.05Q <sub>B</sub>	0	1		0.13
1.35G+1.05Q <sub>C</sub>	61	1	0.14	

Θέση ουδέτερου άξονα z<sub>pl</sub> = 4.3 [cm] - Ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού M<sub>pl,Rd</sub> = 219.14 [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα V<sub>pl,Rd</sub> = 259.79 [kN]

#### Έλεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: w<sub>max</sub> < β<sub>0</sub>\*L/250 , w<sub>3</sub> < β<sub>0</sub>\*L/300

Φόρτ [k]	w <sub>max</sub> < 24 [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>c</sub> [mm]	w <sub>3</sub> < 20 [mm]	w <sub>max</sub> z [mm]	απαιτ.αντιβέλος w <sub>c</sub> [mm]	w <sub>3</sub> < 20 [mm]
G	17		2	0		
1.00[G+ψ2xQ]	18					

\* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμψία σύμμικτης δοκού J<sub>sc</sub> = 20747.210 [cm<sup>4</sup>] , Ακαμψία μεταλλικής δοκού J<sub>ox</sub> = 3892.000 [cm<sup>4</sup>]

#### Υπολογισμός διατηρητικών ήλων

Άνοιγμα [k]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	F <sub>c</sub> [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	k [k]	PRd [kN]	n [k]
4	28.95	0.00	919.32	64.34	59.09	1.00	59.09	32

\* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

## 5.2 Τυπικές συνδέσεις κόμβων

### 1. Σύνδεση δοκού Δ8.10 με Στύλο Κ18 (Ισογείου)

**Συνδεσμολογία μελών**

Όνομα	Άνοιγμα	Όροφος
Υποστυλώμα σύνδεσης	18	0
Δοκός σύνδεσης	8	10
Συζυγής δοκός	8	11

**Γεωμετρικά στοιχεία**

Κατηγορία	Όνομα διατ.	Ποιότητα υλικού
Υποστυλώμα	HEM	340
Δοκός	IPE	360
Συζυγής δοκός	IPE	360

Μήκος L<sub>b</sub> [m]: 5.62    Γωνία δοκού α [°]: 0

Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού  
 Πλάκα ενίσχυσης κορμού υποστυλώματος  
 Εγκάρσιες νευρώσεις υποστυλώματος  
 Ενισχυτικό έλασμα πέλματος υποστυλώματος

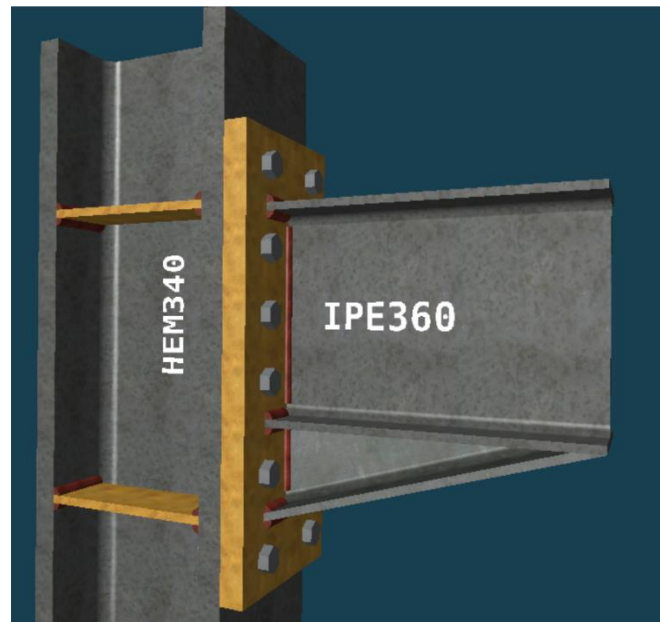
Αυτόματη επέκταση μεταπικής πλάκας Άνω  
 Αυτόματη επέκταση μεταπικής πλάκας Κάτω

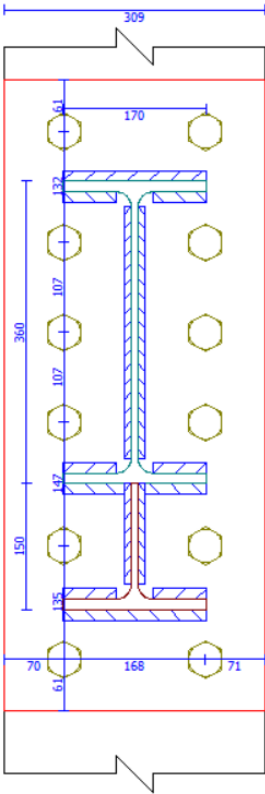
Κανονισμός: EC3/EC8

Ικανοπικός έλεγχος κόμβων / Υπεραντοχή σύνδεσης  
 Συντελεστής υπεραντοχής: 1.375

Τελευταίος όροφος  
 Ύψος από την μεταπική πλάκα [mm]: 0

Μορφή αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης: Κανονική





### Διαστάσεις μετωπικής πλάκας

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

Υψος [mm]  Πλάτος [mm]  Πάχος [mm]  Υλικό

Μήκος επέκτασης μετωπικής πλάκας άνω  [mm]

Μήκος επέκτασης μετωπικής πλάκας κάτω  [mm]

Πάχος συγκόλλησης κορμού  [mm] Πάχος συγκόλλησης πέλματος  [mm]

### Δεδομένα ενίσχυσης

Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού

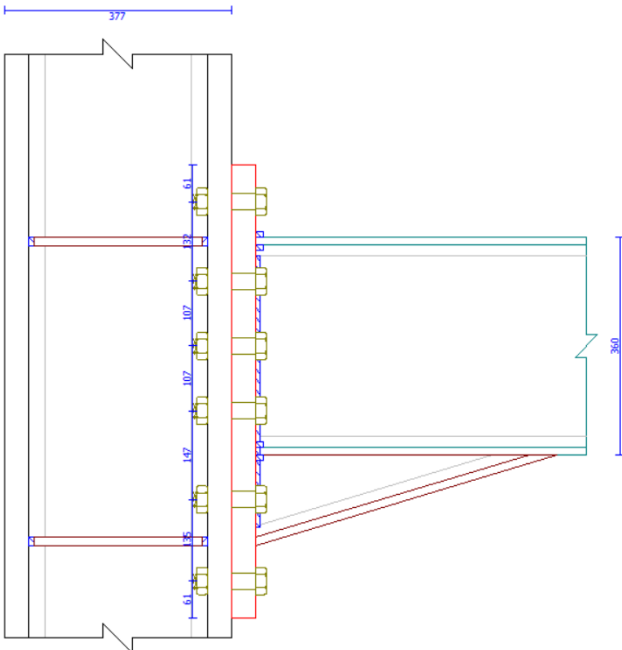
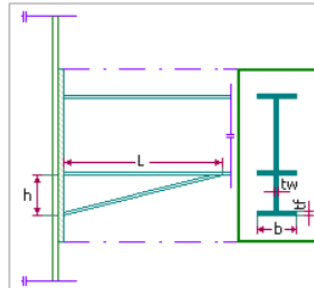
Αυτόματες τιμές

h (mm)  tw (mm)

b (mm)  tf (mm)

L (mm)

Υλικό



Αυτόματος υπολογισμός

Βέλτιστη απόσταση κοχλιών

Δεδομένος αριθμός εσωτερικών σειρών

Διάμετρος [mm]

Ποιότητα

Γραμμές κοχλιών

Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα

w [mm]

e [mm]

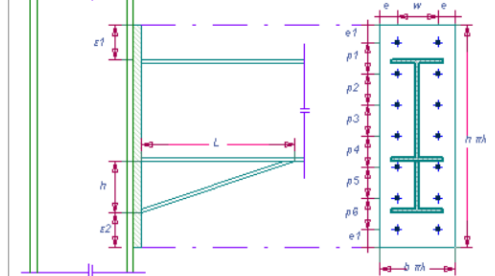
Απόσταση	mm
e1	61.0
p1	132.0
p2	107.0
p3	107.0
p4	147.0
p5	135.0

Κοχλίας **M27** D (mm) **27** Ανοχή (mm) **3.00**

Ποιότητα **10.9** Fy (Mpa) **900** Fu (Mpa) **1000**

Asol (mm<sup>2</sup>) **573.00** Asnet (mm<sup>2</sup>) **459.00**

m (mm) **22.0** k (mm) **17.00** t (mm) **5.0**



Ανοχή/Δυσκαμψία ανά φόρτιση | Ανάλυση ανοχής κρίσ. φόρτισης: 21 | Διερεύνηση κρίσ. φόρτισης: 21 | Στροφική δυσκαμψία κρίσ. φόρτισης: 21

Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	k,wc	Mb2 (kNm)	Mb1 (kNm)	β	Vb1 (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd	Sj,ini / (EI/L)
40	-361...	-67.99	1.00	-290.34	-160.84	0.45	-146.99	-715.12	1543.01	0.22	0.10	132.21	27.31	0.46	0.13	40.63
41	-242...	-57.24	1.00	-198.56	-97.17	0.51	-94.41	-715.12	1543.01	0.14	0.06	80.62	17.54	0.28	0.08	38.85
42	-4110...	-57.22	1.00	-316.96	-196.16	0.38	-171.30	-715.12	1543.01	0.27	0.11	160.33	31.82	0.56	0.15	42.59
43	-397...	-35.23	1.00	-296.35	-205.24	0.31	-171.30	-715.12	1543.01	0.29	0.11	167.17	31.82	0.58	0.15	45.07
44	-362...	-32.57	1.00	-268.39	-185.04	0.31	-155.05	-715.12	1543.01	0.26	0.10	151.13	28.80	0.52	0.14	44.96
45	-244...	-21.82	1.00	-176.62	-121.38	0.31	-102.48	-715.12	1543.01	0.17	0.07	99.53	19.04	0.35	0.09	44.88
46	-4118...	-35.97	1.00	-303.79	-210.68	0.31	-176.14	-715.12	1543.01	0.29	0.11	171.68	32.72	0.60	0.16	45.10
47	-398...	-11.95	1.00	-282.46	-221.87	0.21	-176.81	-715.12	1543.01	0.31	0.11	179.32	32.84	0.62	0.16	48.63
48	-363...	6.23	1.00	-245.24	-212.76	0.13	-164.24	-715.12	1543.01	0.30	0.11	171.37	30.51	0.60	0.17	45.00
49	-245...	16.98	1.00	-153.47	-149.10	0.03	-111.66	-715.12	1543.01	0.21	0.07	119.77	20.74	0.42	0.10	57.76
50	-412...	-12.69	1.00	-289.90	-227.31	0.22	-181.65	-715.12	1543.01	0.32	0.12	183.83	33.74	0.64	0.16	48.57
51	-322...	-27.54	1.00	-238.69	-166.47	0.30	-138.64	-715.12	1543.01	0.23	0.09	135.26	25.75	0.47	0.12	45.24
52	-267...	-22.35	1.00	-194.82	-136.14	0.30	-113.72	-715.12	1543.01	0.19	0.07	110.71	21.12	0.38	0.10	45.29
53	-446...	-43.59	1.00	-330.34	-229.53	0.31	-191.68	-715.12	1543.01	0.32	0.12	171.44	35.61	0.60	0.17	45.15
54	-447...	-32.99	1.00	-332.93	-232.93	0.30	-193.31	-715.12	1543.01	0.33	0.13	204.29	35.91	0.71	0.17	45.32

Λόγοι Ανοχής :  $n_j = N_{sd} / N_{jRd}$      $m_j = M_{sd} / M_{jRd}$      $v_j = V_{sd} / V_{jRd}$

## 2. Σύνδεση δοκού Δ23.3 με δοκό Δ9.8 (Ισογείου)

### Συνδεσμολογία μελών

	Όνομα	Άνοιγμα	Όροφος
Κύρια Δοκός	9	8	0
Δευτερεύουσα δοκός	23	3	0
Συζυγής δοκός	0	0	0

### Γεωμετρικά στοιχεία

	Κατηγορία	Όνομα διατ.	Ποιότητα υλικού
Κύρια Δοκός	IPE	360	S235
Δευτερεύουσα	IPE	240	S235
Συζυγής δοκός	HEA	100	S235

Μήκος Lb [m]     Γωνία δοκού α[°]

- Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού
- Πλάκα ενίσχυσης κορμού υποστυλώματος
- Εγκάρσιες νευρώσεις υποστυλώματος
- Ενισχυτικό έλασμα πέλματος υποστυλώματος

- Αυτόματη επέκταση μετωπικής πλάκας Άνω
- Αυτόματη επέκταση μετωπικής πλάκας Κάτω

Κανονισμός

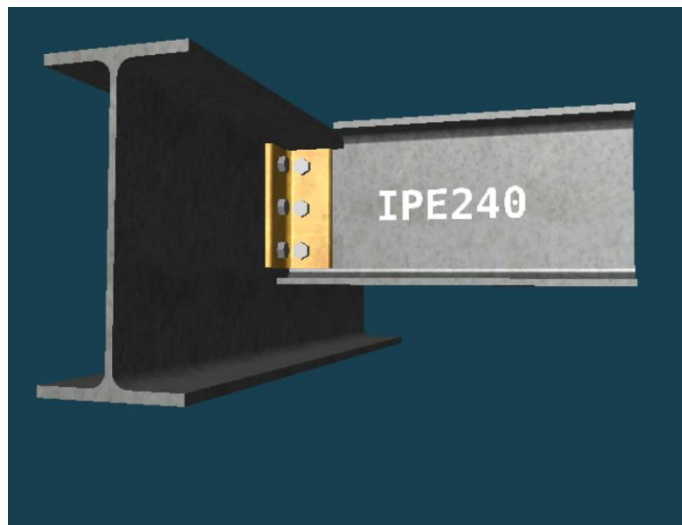
- Ικανοτικός έλεγχος κόμβων / Υπεραντοχή σύνδεσης

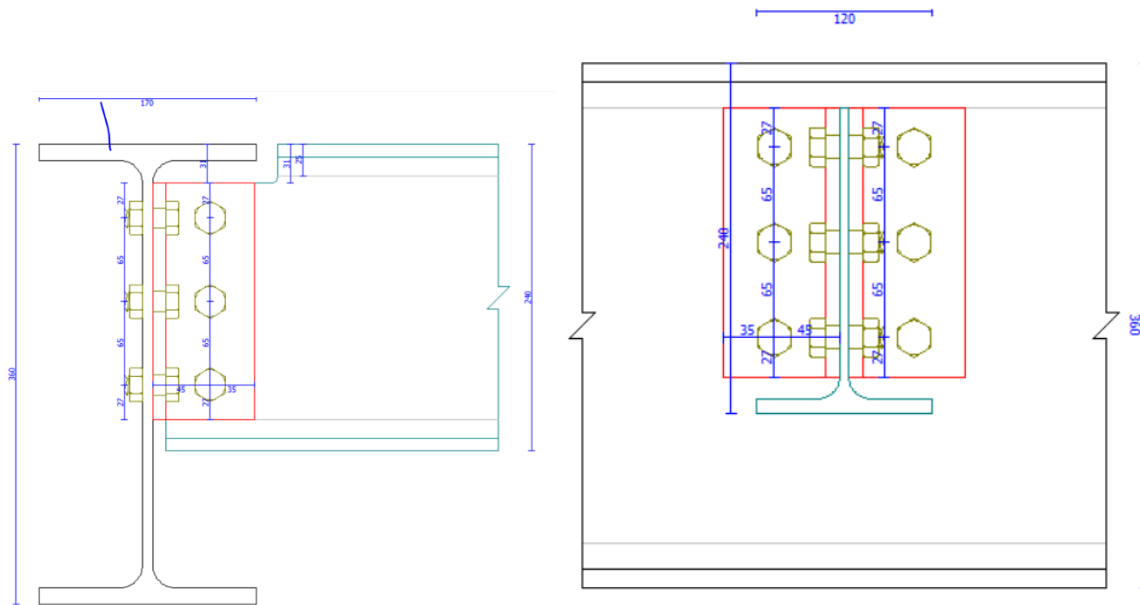
Συντελεστής υπεραντοχής

- Τελευταίος όροφος

Ύψος από την μετωπική πλάκα [mm]

Μορφή αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης





#### Γωνιακό Σύνδεσης

Επιλογή γωνιακού σύνδεσης:

Αυτόματος υπολογισμός γεωμ. στοιχείων γωνιακού

Τοποθέτηση [mm]

Μήκος L [mm]	Οριζόντια	Κατακόρυφα	Ποιότητα χάλυβα
<input type="text" value="184.5"/>	<input type="text" value="10.0"/>	<input type="text" value="30.7"/>	<input type="text" value="S235"/>

Μέγιστη διάμετρος κοχλιών

#### Σύνδεση γωνιακού με δευτερεύουσα δοκό

Διάμετρος [mm]:  Ποιότητα:

Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα

Αυτόματος υπολογισμός κοχλίωσης

Γραμμές κοχλιών:  Στήλες κοχλιών:

$p_1$ [mm]	$e_1$ [mm]	$p_2$ [mm]	$e_2$ [mm]
<input type="text" value="65.3"/>	<input type="text" value="27.0"/>	<input type="text" value="0.0"/>	<input type="text" value="35.0"/>

#### Σύνδεση γωνιακού με κύρια δοκό

Διάμετρος [mm]:  Ποιότητα:

Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα

Αυτόματος υπολογισμός κοχλίωσης

Γραμμές κοχλιών:  Στήλες κοχλιών:

$p_1$ [mm]	$e_1$ [mm]	$p_2$ [mm]	$e_2$ [mm]
<input type="text" value="65.3"/>	<input type="text" value="27.0"/>	<input type="text" value="0.0"/>	<input type="text" value="35.0"/>

#### Στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού

Κατ. θέση δοκού [mm]:

Απότμηση πάνω  Απότμηση κάτω

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

Μήκος [mm]	Ύψος [mm]
<input type="text" value="88.0"/>	<input type="text" value="30.7"/>

## 1. Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης τένουσας

Μέγιστη Τένουσα δύναμη:  $V_{Ed} = 40.81 \text{ kN}$

### 1.1 Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Αναπτυσσόμενη τένουσα κοχλία:	$F_{v,Ed} = 6.80 \text{ kN}$	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd} = 62.80 \text{ kN}$	$\geq 6.80 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd} = 57.60 \text{ kN}$	$\geq 6.80 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd} = 88.41 \text{ kN}$	$\geq 6.80 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 380.43 \text{ kN}$	$\geq 40.81 \text{ kN}$

### 1.2 Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 1.84 \text{ kNm}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τένουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 13.60 \text{ kN}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τένουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 14.06 \text{ kN}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τένουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 19.57 \text{ kN}$	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd} = 125.60 \text{ kN}$	$\geq 19.57 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 57.39 \text{ kN}$	$\geq 13.60 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 74.20 \text{ kN}$	$\geq 14.06 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 35.71 \text{ kN}$	$\geq 13.60 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 46.29 \text{ kN}$	$\geq 14.06 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd} = 500.65 \text{ kN}$	$\geq 40.81 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd} = 34.48 \text{ kNm}$	$\geq 1.84 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 380.15 \text{ kN}$	$\geq 40.81 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd} = 233.86 \text{ kN}$	$\geq 40.81 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd} = 51.30 \text{ kNm}$	$\geq 1.84 \text{ kNm}$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd} = 117.93 \text{ kN}$	$\geq 40.81 \text{ kN}$

### 3. Διαγώνιος Δ88.1 (Ισογείου)

**Λοιπά Γεωμετρικά στοιχεία**

Στύλος σε ασθενή διεύθυνση  
 Δοκός σε ασθενή διεύθυνση

**Διαγώνιο στοιχεία**

Διπλό διαγώνιο μέλος  Διαγώνιο σε ασθενή διεύθυνση

**Ενδιάμεσο έλασμα μέλους**

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

L [mm] 500 D1 [mm] 180 Ποιότητα χάλυβα S235

s1 [mm] 733.7 s2 [mm] 250 t [mm] 24  Διπλό έλασμα

**Κομβοέλασμα**

Lx1 [mm] 773 Lx2 [mm] 745 t [mm] 17.0 Ποιότητα χάλυβα S235

sy1 [mm] 10.0 sy2 [mm] 10.0  Διπλό έλασμα  Ορθογώνιο

**Σύνδεση ενδιάμεσου ελάσματος**

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

**Συγκόλληση διαγωνίου μέλους**

Lx3 [mm] 200 sy3 [mm] 7.0  
Lx4 [mm] 200 sy4 [mm] 7.0

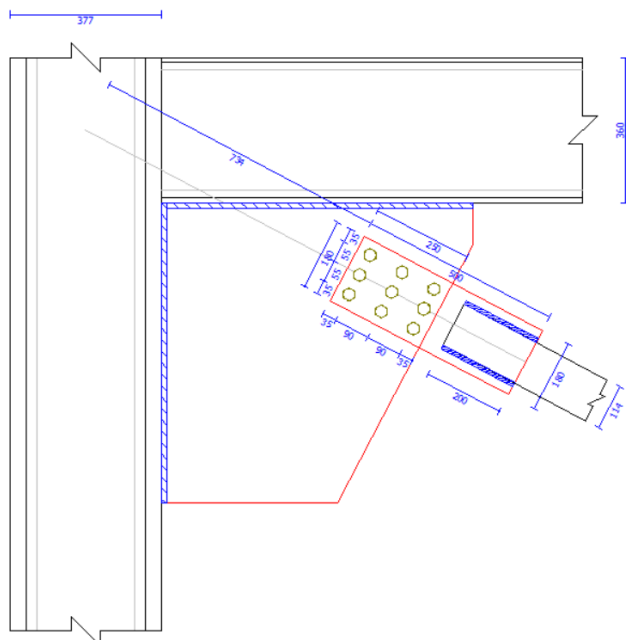
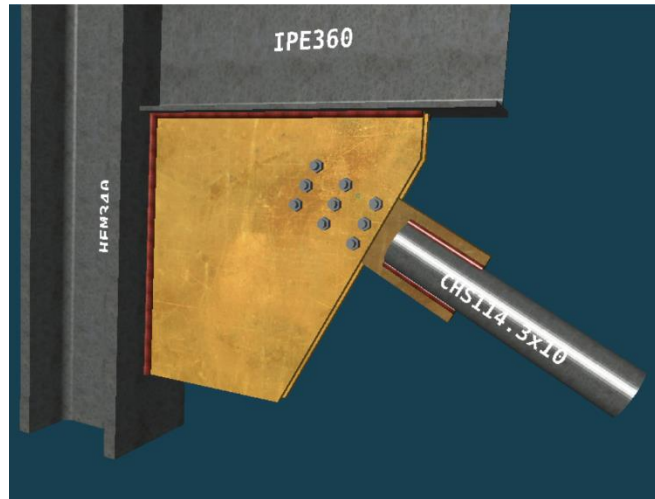
**Κοχλίωση**

Διάμετρος [mm] M20 Ποιότητα 10.9

Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα

Στήλες κοχλιών 3 Γραμμές κοχλιών 3

e1 [mm] 35 e2 [mm] 35  
p1 [mm] 90.0 p2 [mm] 55.0



Χρήση γνωστού κτηρίου

...ΣΤΑΤΙΚΑ\ΤΕΥΧΟΣ\Φ.Ο. ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ\ΣΤΑΤΙΚΟ 10-03-2022 q=3.2 με h=0.14

**Συνδεσμολογία μελών**

Όνομα	Άνοιγμα	Όροφος
Υποστυλώμα σύνδεσης	17	0
Δοκός σύνδεσης	7	11
Διαγώνιο μέλος	88	1

**Γεωμετρικά στοιχεία**

Κατηγορία	Όνομα διατ.	Ποιότητα υλικού
Υποστυλώμα	HEM	340
Δοκός	IPE	360
Διαγώνιο μέλος	CHS	114.3x10

Μήκος Lb [m] 6.62 Γωνία δοκού α[°] 27.85

Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού  
 Πλάκα ενίσχυσης κορμού υποστυλώματος  
 Εγκάρσιες νευρώσεις υποστυλώματος  
 Ενισχυτικό έλασμα πέλματος υποστυλώματος

Αυτόματη επέκταση μετωπικής πλάκας Άνω  
 Αυτόματη επέκταση μετωπικής πλάκας Κάτω

Κανονισμός EC3/EC8

Ικανοτικός έλεγχος κόμβων / Υπεραντοχή σύνδεσης  
Συντελεστής υπεραντοχής 1.375

Τελευταίος όροφος  
Ύψος από την μετωπική πλάκα [mm] 0

Μορφή αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης Κανονική

## 1. Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου

Αξονική δύναμη (Υπεραντοχή σύνδεσης):  $N_{Ed} = 1.375 * N_{pl,Rd} = 582.27 \text{ kN}$

### 1.1 Ελεγχος Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή:  $N_{pl,Rd} = 423.47 \text{ kN} \geq 423.47 \text{ kN}$

### 1.2 Αντοχή Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή:  $N_{q,Rd} = 846.00 \text{ kN} \geq 423.47 \text{ kN}$   
Αντοχή σε θραύση:  $N_{qu,Rd} = 648.00 \text{ kN} \geq 423.47 \text{ kN}$

### 1.3 Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ενδιάμ.Ελάσματος-Διαγωνίου

Διατμητική τάση συγκόλλησης:  $T_w = 104.0 \text{ MPa}$   
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης:  $f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa} \geq 104.0 \text{ MPa}$   
Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):  $N_{w,Rd} = 1163.94 \text{ kN} \geq 582.27 \text{ kN}$

### 1.4 Ελεγχος κοιλίωσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοιλία:  $F_{v,Ed} = 64.70 \text{ kN}$   
Αντοχή σε διάτμηση κοιλία:  $F_{v0,d,Rd} = 196.00 \text{ kN} \geq 64.70 \text{ kN}$   
Αντοχή σε θλίψη άντυνας Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική):  $F_{b,q,Rd} = 102.87 \text{ kN} \geq 64.70 \text{ kN}$   
Αντοχή σε θλίψη άντυνας Κομβοελάσματος:  $F_{b,p,Rd} = 144.02 \text{ kN} \geq 64.70 \text{ kN}$

### 1.5 Ελεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη:  $N_{x,Ed} = 514.83 \text{ kN}$   
Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη:  $N_{y,Ed} = 272.01 \text{ kN}$   
Αντοχή Κομβοελάσματος (οριζόντια):  $N_{px,Rd} = 4794.28 \text{ kN} \geq 514.83 \text{ kN}$   
Αντοχή Κομβοελάσματος (κατακόρυφα):  $N_{py,Rd} = 4004.30 \text{ kN} \geq 272.01 \text{ kN}$   
Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική):  $N_{p,Rd} = 5422.32 \text{ kN} \geq 582.27 \text{ kN}$

### 1.6 Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού/Στύλου

Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):  $M_{w,Ed} = 81.98 \text{ kNm}$   
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:  $\sigma_{w,b} = 30.4 \text{ MPa}$   
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:  $\sigma_{w,c} = 32.5 \text{ MPa}$   
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:  $f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa} \geq 30.4 \text{ MPa}$   
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:  $f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa} \geq 32.5 \text{ MPa}$   
Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική):  $N_{w,Rd} = 3725.34 \text{ kN} \geq 582.27 \text{ kN}$



#### 4. Εδράσεις K10 και K19

**Γεωμετρικά στοιχεία επιφάνειας έδρασης**

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

B [mm] 1022.0    D [mm] 1234.0    H [mm] 1234.0    tg [mm] 50.0

Ποιότητα Σκυροδέματος: C30/37

**Διαστάσεις πλάκας έδρασης**

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

bp [mm] 640    dp [mm] 641.0    tp [mm] 50.0    Ποιότητα χάλυβα: S235

Μήκος επέκτασης πλάκας έδρασης άνω: 132.0 [mm]

Μήκος επέκτασης πλάκας έδρασης κάτω: 132.0 [mm]

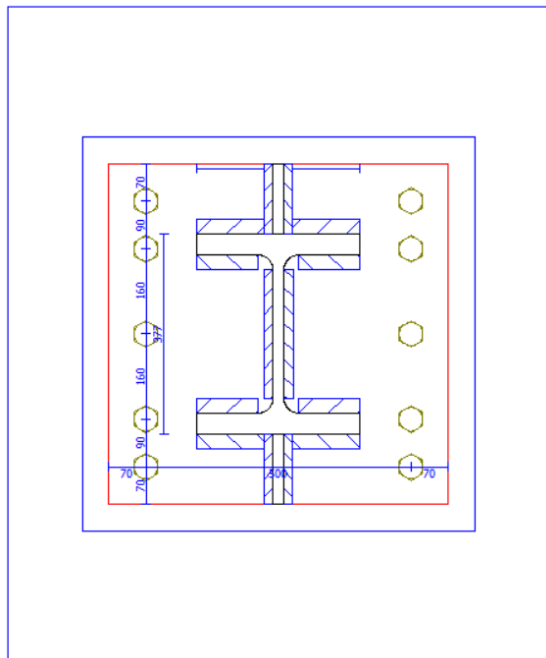
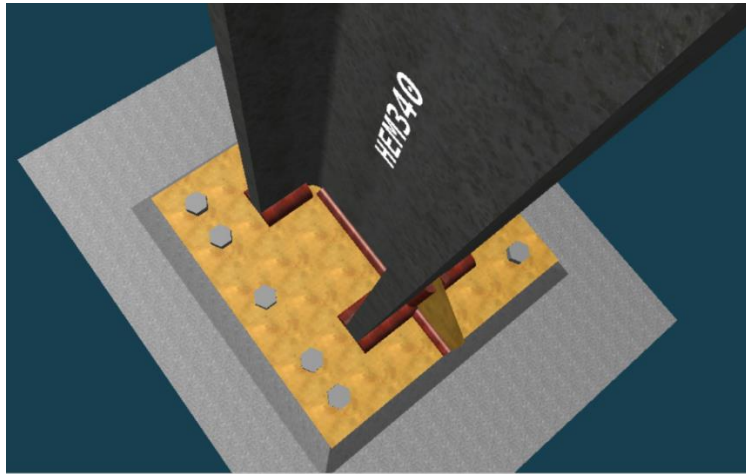
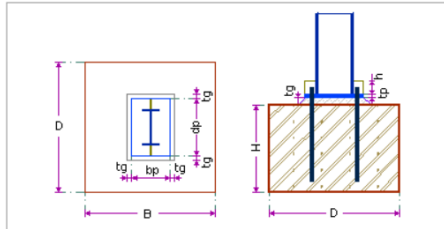
Πάχος συγκόλλησης κορμού: aw = 12 [mm]    Πάχος συγκόλλησης πέλματος: af = 20.0 [mm]

**Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος**

Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

h [mm] 200    t [mm] 20    Ποιότητα χάλυβα: S235



Αυτόματος υπολογισμός

Βέλτιστη απόσταση κοχλιών

Δεδομένος αριθμός εσωτερικών σειρών: 1

Διάμετρος [mm]: M30

Ποιότητα: 8.8

Γραμμές αγκυρίων: 5

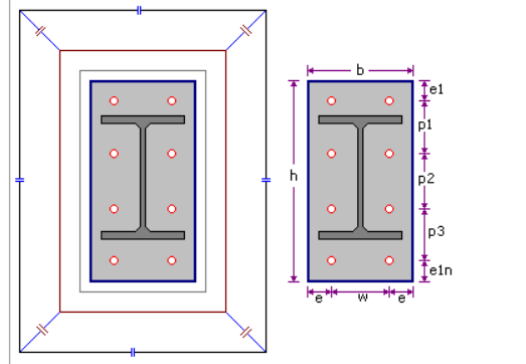
Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα

w [mm]: 500.0

e [mm]: 70.0

Απόσταση [mm]	
e1	70
p1	90
p2	160.5
p3	160.5
p4	90
e1n	70.0

Αγκύριο	M30	D (mm)	30	Ανοχή (mm)	3.00
Ποιότητα	8.8	Fy (Mpa)	640.00	Fu (Mpa)	800.00
m (mm)	24.0	Asol (mm <sup>2</sup> )	707.00	Asnet (mm <sup>2</sup> )	561.00
		k (mm)	19	t (mm)	5.0



## Αποτελέσματα K10

Ανοχή/Δυσκαμψία ανά φόρτιση		Ανάλυση αντοχής κρίσ. φόρτισης: 53				Διερεύνηση κρίσ. φόρτισης: 53				Στροφική δυσκαμψία κρίσ. φόρτισης: 53					
Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	e/zi	Vc (kN)	Nj,Rd (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	nj	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd	Sj,ini / (Ei/L)
40	-307...	153.14	0.20	48.71	-4905.40	209.97	1355.52	0.73	0.73	0.04	0.00	6.10	0.00	0.03	13.59
41	-242...	152.11	0.29	50.54	-4445.74	279.26	1355.52	0.54	0.54	0.04	0.00	6.32	0.00	0.03	13.59
42	-405...	93.94	0.11	26.61	-5459.55	126.44	1355.52	0.74	0.74	0.02	0.00	3.33	0.00	0.02	13.59
43	-390...	11.24	0.01	12.70	-6180.25	17.80	1355.52	0.63	0.63	0.01	0.00	1.59	0.00	0.01	13.59
44	-355...	15.78	0.02	19.52	-6118.37	27.13	1355.52	0.58	0.58	0.01	0.00	2.44	0.00	0.01	13.59
45	-240...	14.75	0.03	19.11	-6051.79	37.16	1355.52	0.40	0.40	0.01	0.00	2.39	0.00	0.01	13.59
46	-404...	11.53	0.01	12.75	-6181.46	17.61	1355.52	0.65	0.65	0.01	0.00	1.60	0.00	0.01	13.59
47	-389...	-85.59	0.10	37.87	-5496.16	-120.92	1355.52	0.71	0.71	0.03	0.00	4.74	0.00	0.02	13.59
48	-353...	-145.61	0.19	58.76	-4947.92	-203.56	1355.52	0.72	0.72	0.04	0.00	7.35	0.00	0.04	13.59
49	-238...	-146.63	0.29	56.91	-4472.72	-275.20	1355.52	0.53	0.53	0.04	0.00	7.12	0.00	0.03	13.59
50	-403...	-85.30	0.10	37.93	-5523.38	-116.82	1355.52	0.73	0.73	0.03	0.00	4.75	0.00	0.02	13.59
51	-316...	3.33	0.00	4.64	-6254.66	6.58	1355.52	0.51	0.51	0.00	0.00	0.58	0.00	0.00	13.59
52	-263...	2.92	0.01	3.70	-6252.30	6.94	1355.52	0.42	0.42	0.00	0.00	0.46	0.00	0.00	13.59
53	-438...	59.06	0.06	31.73	-5781.73	77.87	1355.52	0.76	0.76	0.02	0.00	3.97	0.00	0.02	13.59
54	-439...	-49.89	0.05	38.62	-5856.89	-66.54	1355.52	0.75	0.75	0.03	0.00	4.83	0.00	0.02	13.59

Λόγοι Αντοχής :    nj = Nsd / NjRd        mj = Msd / MjRd        vj = Vsd / VjRd

## Αποτελέσματα K19

Ανοχή/Δυσκαμψία ανά φόρτιση		Ανάλυση αντοχής κρίσ. φόρτισης: 40				Διερεύνηση κρίσ. φόρτισης: 40				Στροφική δυσκαμψία κρίσ. φόρτισης: 40					
Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	e/zi	Vc (kN)	Nj,Rd (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	nj	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd	Sj,ini / (Ei/L)
40	-309...	127.60	0.19	37.61	-4848.13	200.20	2154.24	0.64	0.64	0.02	0.00	4.71	0.00	0.02	13.59
41	-231...	133.60	0.27	42.38	-4468.02	258.09	2154.24	0.52	0.52	0.02	0.00	5.30	0.00	0.03	13.59
42	-319...	67.89	0.10	15.99	-5408.07	114.93	2154.24	0.59	0.59	0.01	0.00	2.00	0.00	0.01	13.59
43	-293...	-15.21	0.02	15.77	-5960.00	-30.87	2154.24	0.49	0.49	0.01	0.00	1.97	0.00	0.01	13.59
44	-286...	-11.23	0.02	19.00	-6007.97	-23.57	2154.24	0.48	0.48	0.01	0.00	2.38	0.00	0.01	13.59
45	-208...	-5.23	0.01	17.46	-6062.77	-15.22	2154.24	0.34	0.34	0.01	0.00	2.18	0.00	0.01	13.59
46	-305...	-15.41	0.02	15.85	-5965.27	-30.07	2154.24	0.51	0.51	0.01	0.00	1.98	0.00	0.01	13.59
47	-234...	-104.74	0.21	45.38	-4766.88	-212.58	2154.24	0.49	0.49	0.02	0.00	5.68	0.00	0.03	13.59
48	-188...	-160.43	0.40	64.01	-3951.01	-336.83	2154.24	0.48	0.48	0.03	0.00	8.01	0.00	0.04	13.59
49	-1104...	-154.44	0.65	59.08	-3213.02	-449.22	2154.24	0.34	0.34	0.03	0.00	7.39	0.00	0.04	13.59
50	-246...	-104.94	0.20	45.51	-4818.32	-204.74	2154.24	0.51	0.51	0.02	0.00	5.69	0.00	0.03	13.59
51	-220...	-14.67	0.03	12.25	-5905.27	-39.21	2154.24	0.37	0.37	0.01	0.00	1.53	0.00	0.01	13.59
52	-185...	-11.69	0.03	9.74	-5918.25	-37.23	2154.24	0.31	0.31	0.00	0.00	1.22	0.00	0.01	13.59
53	-303...	-16.48	0.03	17.42	-5950.67	-32.29	2154.24	0.51	0.51	0.01	0.00	2.18	0.00	0.01	13.59
54	-307...	-24.39	0.04	24.48	-5857.86	-46.43	2154.24	0.53	0.53	0.01	0.00	3.06	0.00	0.01	13.59

Λόγοι Αντοχής :    nj = Nsd / NjRd        mj = Msd / MjRd        vj = Vsd / VjRd

## 6 Συμπεράσματα

Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα της ανάλυσης (Κεφάλαιο 4) και τους παρατιθέμενους ελέγχους μελών – συνδέσεων (Κεφάλαιο 5) η κατασκευή του Φ.Ο. για ένα κτίριο με αυτή την μορφή, τα ελεύθερα ανοίγματα, και τα ύψη των σταθμών του, είναι εφικτό να πραγματοποιηθεί με την επιλογή “μεσαίου” μεγέθους διατομών από κάθε σειρά.

Αυτό εξασφαλίζει την εύκολη εύρεση των χρησιμοποιούμενων διατομών στο εμπόριο. Επιπρόσθετα, η ευκολία που προσφέρουν οι μονομελής διατομές (ως προς την επεξεργασία τους) συμβάλλει στην συντόμευση του χρόνου κατασκευής – μορφοποίησης των μελών και των κόμβων στο εργοστάσιο, μικραίνοντας έτσι τον χρόνο κατασκευής του έργου.

Από πλευράς επίσης αξιοποίησης των χώρων της κάθε στάθμης, λόγω της ελαχιστοποιημένης ύπαρξης κατακόρυφων στοιχείων (αραιή διαστύλωση) δίνεται η δυνατότητα επιλογής πολλών λύσεων για διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων, με αποτέλεσμα οι χώροι γραφείων που θα δημιουργηθούν να μπορούν να καλύψουν ευρύ φάσμα επαγγελματικών δραστηριοτήτων.

Τέλος στην περίπτωση που ο Φ.Ο. υποστεί κάποιας μορφής βλάβης από σεισμικά η άλλης φύσης αίτια, αυτή είναι εύκολα και άμεσα επισκευάσιμη.

Από τα παραπάνω προκύπτει ο λόγος που σήμερα ο κατασκευαστικός κλάδος εκδηλώνει αυξανόμενο ενδιαφέρον για την επιλογή του μορφοχάλυβα για την κατασκευή του Φ.Ο. των κτιρίων.

## 7 Βιβλιογραφία

1. Ασκήσεις μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών
1. Βάγιας Ι. (2003): «Σιδηρές κατασκευές Ανάλυσης και Διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι. (2010): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005): «Σχεδιασμός δοκιμών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. Ερμόπουλος Ι. (2005): «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών: Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
7. Ο.Α.Σ.Π.-Σ.Π.Μ.Ε. (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000)
8. Παρουσιάσεις μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών
9. BETON-KALENDER 1970. Εκδότης Wilhelm Ernst & Sohn Βερολίνον-Μοναχόν-Ντύσσελντορφ. Ελληνικές έκδοσις: Τεχνικόν Επιμελητήριον της Ελλάδος Αθήνα
10. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
11. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
12. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
13. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
14. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004
15. EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004
16. EN-1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004