

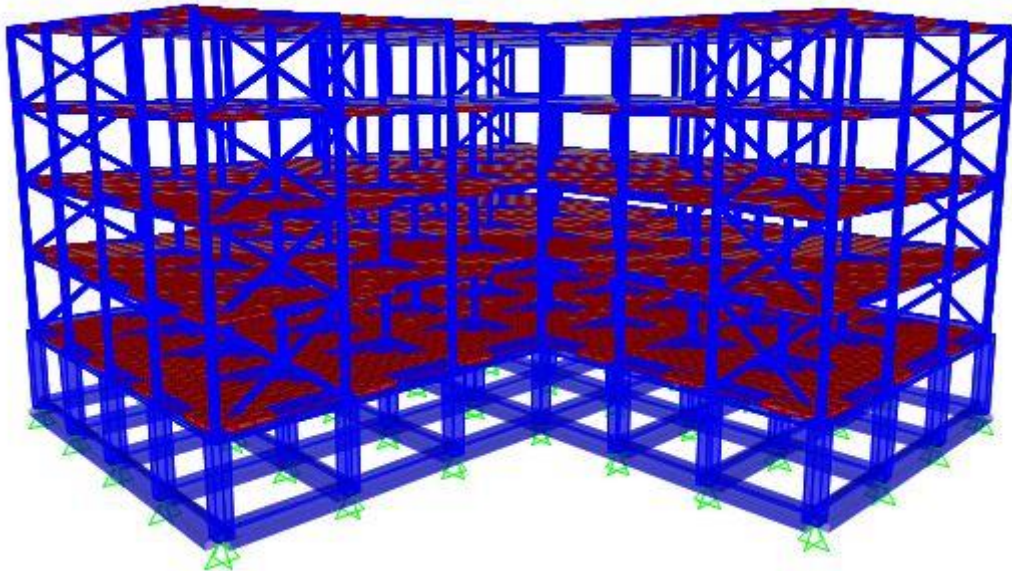


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Τετράωροφου Εμπορικού Κέντρου από Δομικό Χάλυβα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Άγγελος Θεμιστοκλής Δ. Δαλαμάγκας

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/14

Δαλαμάγκας Α. Θ. Δ. (2016).  
Σχεδιασμός τετραώροφου εμπορικού κέντρου από δομικό χάλυβα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/14  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Dalamagkas A. T. D. (2016).  
Design of a four storey steel commercial center  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/14  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Γενική περιγραφή του έργου .....	6
1.2 Ανάλυση και διαστασιολόγηση.....	8
2 Φορτία Κατασκευής .....	9
2.1 Γενικά.....	9
2.2 Οριακές Καταστάσεις-Δράσεις.....	9
2.3 Μόνιμα Φορτία.....	10
2.4 Κινητά Φορτία.....	10
2.5 Φορτία Χιονιού .....	10
2.6 Δράσεις Ανέμου .....	11
2.6.1 Υπολογισμός βασικής ταχύτητας ανέμου .....	13
2.6.2 Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου.....	13
2.6.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής.....	14
2.6.4 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων .....	16
3 Σεισμικές Δράσεις .....	20
3.1 Εισαγωγή.....	20
3.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης.....	20
3.3 Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης.....	21
3.3.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας .....	21
3.3.2 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους.....	22
3.3.3 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους.....	23
3.3.4 Συντελεστής σπουδαιότητας .....	24
3.3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$ .....	24
3.4 Φάσμα σχεδιασμού.....	25
3.5 Εισαγωγή στοιχείων σεισμού στο SAP2000.....	27
4 Συνδυασμοί δράσεων .....	28
4.1 Οριακές καταστάσεις .....	28
4.2 Καταστάσεις σχεδιασμού .....	28
4.3 Συνδυασμοί δράσεων .....	29
4.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας .....	29
4.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	29
4.4 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία.....	32
4.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	32
4.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) .....	32
4.5 Αποτελέσματα της ανάλυσης του μοντέλου στο SAP2000 .....	33
4.5.1 Ιδιομορφές.....	33
4.5.2 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών .....	41
5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα .....	45
5.1 Κύρια Δοκός.....	45
5.1.1 Απλή μονοαξονική κάμψη .....	45
5.1.2 Διάτμηση.....	45
5.1.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός .....	45

5.2	Δευτερεύουσα δοκός .....	46
5.2.1	Απλή μονοαξονική κάμψη .....	46
5.2.2	Διάτμηση .....	46
5.2.3	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός.....	47
5.3	Υποστώλωμα.....	48
5.3.1	Έλεγχος διάτμησης.....	48
5.3.2	Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη .....	48
5.3.3	Έλεγχος λυγισμού του υποστυλώματος .....	49
5.4	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	53
6	Συνδέσεις μελών .....	55
6.1	Σύνδεση δοκού-υποστυλώματος .....	55
6.2	Έδραση υποστυλώματος .....	74
7	Σύνοψη.....	81
	Βιβλιογραφία.....	82

## Περίληψη

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε η ανάλυση και ο σχεδιασμός ενός τετραώροφου εμπορικού κέντρου από δομικό χάλυβα. Συγκεκριμένα μελετήθηκε η συμπεριφορά του κτιρίου υπό δυσμενείς φορτίσεις, οι οποίες καθορίζονται από τους κανονισμούς, με σκοπό το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγησή του. Στην ανάλυση του κτιρίου συμπεριλήφθηκε ο έλεγχος της συμπεριφοράς του σε σεισμική φόρτιση, η οποία είναι αρκετά κρίσιμη λόγω της εξαιρετικά σεισμογενούς περιοχής στην οποία βρίσκεται η Ελλάδα. Χρησιμοποιήθηκε το στατικό πρόγραμμα SAP2000 για τη διαμόρφωση του μοντέλου, την εισαγωγή των φορτίων αλλά και την ανάλυση του φορέα. Παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι που προκύπτουν από το πρόγραμμα, τα εντατικά μεγέθη καθώς και οι παραμορφώσεις της κατασκευής. Τέλος γίνεται ο σχεδιασμός των βασικών μεταλλικών συνδέσεων και ελέγχεται η αντοχή τους.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2016/14

**Design of a four storey steel commercial center**

Dalamagkas A.-T. D. (supervised by Raftoyiannis I.)

**Abstract**

The dissertation deals with the study and the design of a four-storey steel commercial centre. More specifically, the behaviour of the building under adverse loadings, which are defined by the regulations was studied, which led to its design and dimensioning. This study includes the check of the seismic behaviour of the steel structure, which is critical due to the high seismic activity in Greece. The static program SAP2000 was used in order to design the model, insert the loads and perform the analysis of the model. The extended cross-section checks, internal forces and the deformations from SAP2000 are presented. Finally the basic steel connections were designed and checked.

## Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον Καθηγητή κύριο Ραυτογιάννη Ιωάννη, για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών και με αυτόν τον τρόπο να αποκτήσω περισσότερες γνώσεις πάνω στον τομέα του σχεδιασμού δομικών έργων από χάλυβα, καθώς και για τη διαρκή ενθάρρυνση, επίβλεψη και επιστημονική καθοδήγηση της διπλωματικής μου εργασίας.

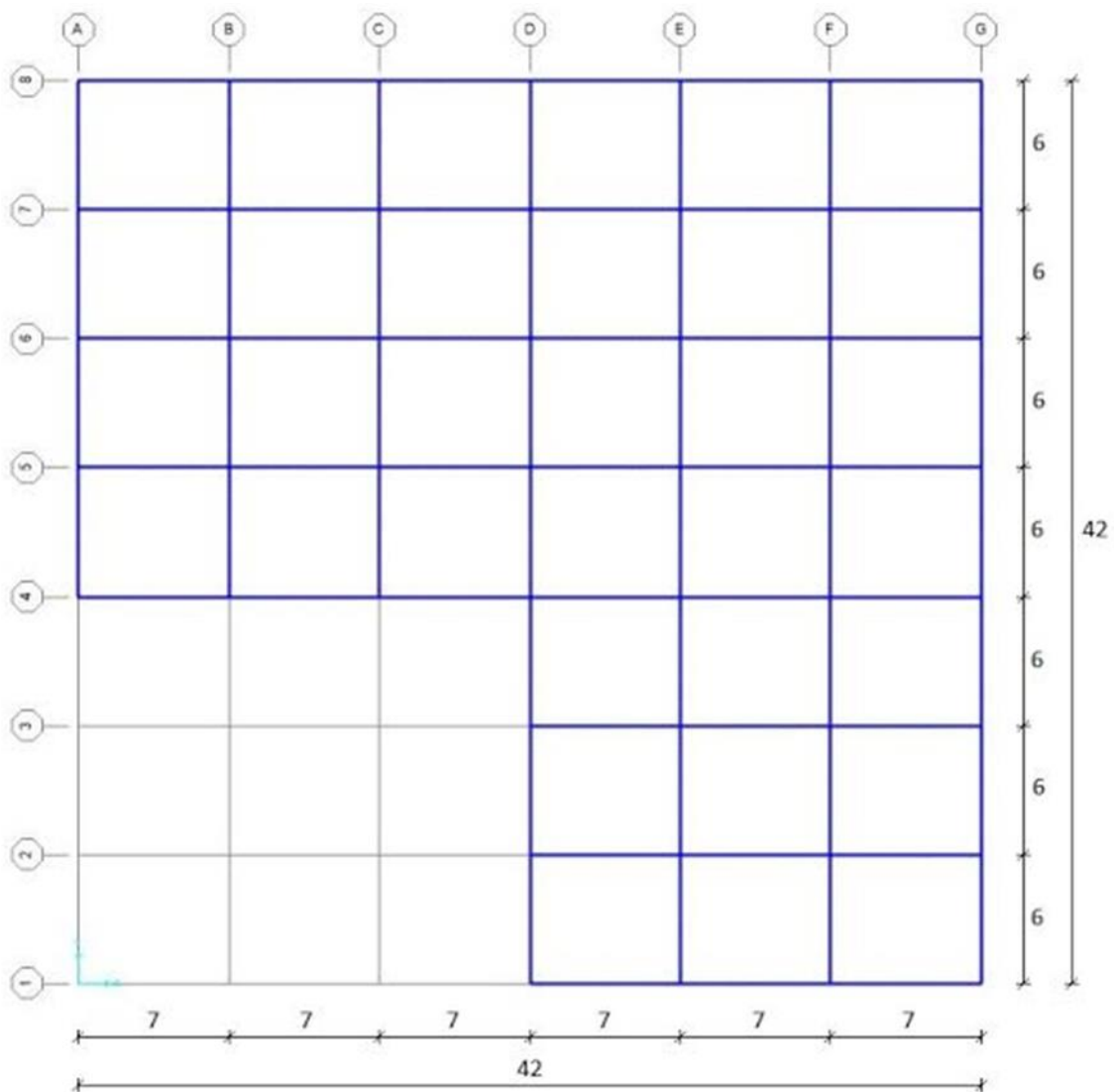
Επιπλέον ευχαριστίες σε φίλους και συμφοιτητές για τη συμπαράσταση και βοήθεια που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών και εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, ιδιαίτερες ευχαριστίες στους γονείς μου, για την συμπαράσταση και την υποστήριξη με κάθε τρόπο στο πρόσωπό μου, σε όλη τη διάρκεια της φοίτησής μου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

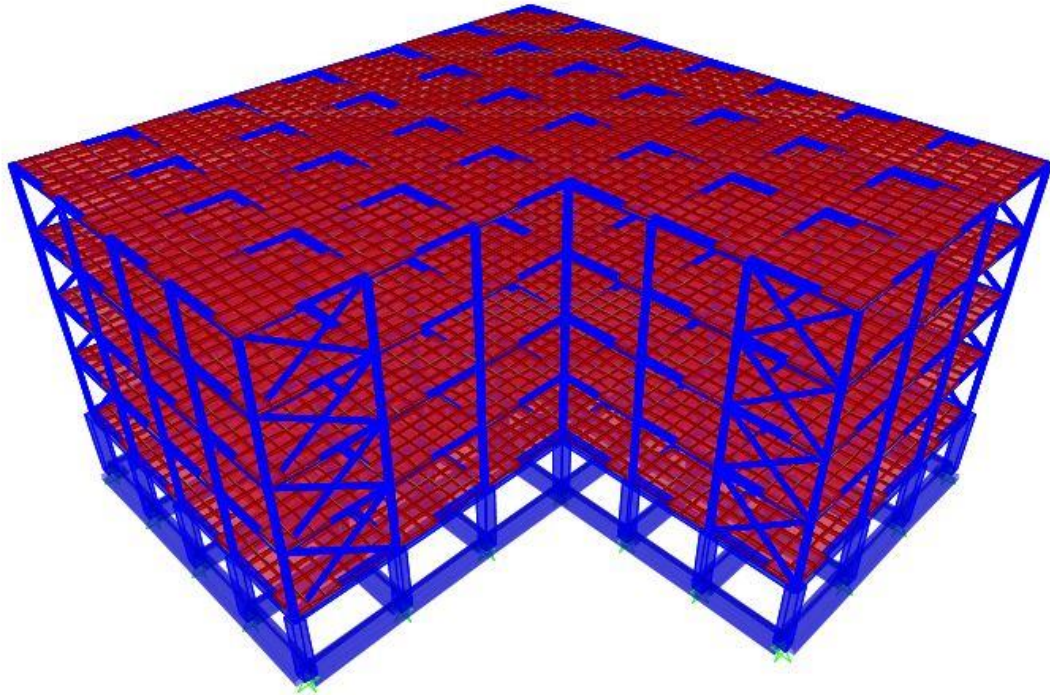
# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενική περιγραφή του έργου

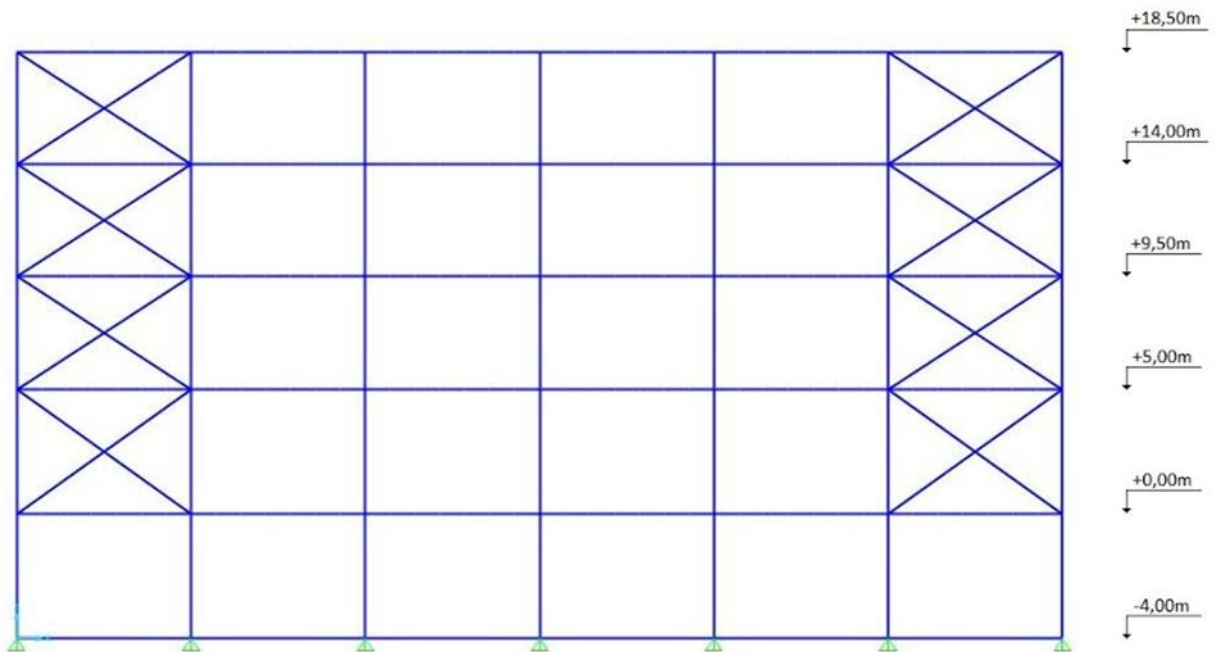
Πρόκειται για τετραώροφο κτίριο με μεταλλικό σκελετό που θα χρησιμοποιηθεί για χρήση εμπορικού κέντρου. Το κτίριο έχει διάταξη σε σχήμα “Γ” και στη διεύθυνση x φαντώματα των 7m ενώ στη διεύθυνση y έχουμε των 6m. Το εμβαδό του τυπικού ορόφου είναι 1386m<sup>2</sup>.

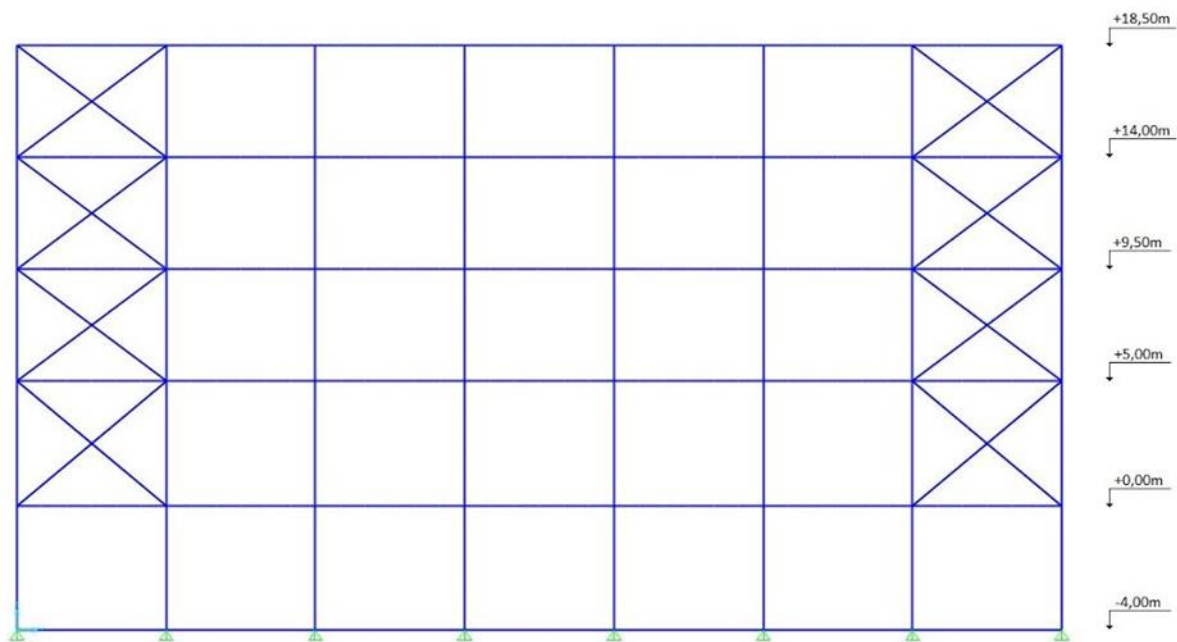






Η θεμελίωση έγινε με πεδιλοδοκό πλάτους 1,5m, πάχους 0,4m και ύψους 1m. Το υπόγειο κατασκευάστηκε με τοιχεία πλάτους 0,25m και από υποστυλώματα διατομής 80x80. Η πλάκα οροφής του ισογείου είναι κατασκευασμένη από μπετόν C20/25 πάχους 0,25m. Οι δοκοί της οροφής του υπογείου είναι μορφής πλακοδοκού με πλάτος κορμού 0,3m με ύψος 0,7m.





Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

- Υποστυλώματα διατομής HEB 360
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 400
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής HEB200

## 1.2 Ανάλυση και διαστασιολόγηση

Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000. Το SAP2000 αποτελεί ένα ευρέως διαδεδομένο λογισμικό πρόγραμμα στατικής και δυναμικής ανάλυσης οποιουδήποτε είδους κατασκευής. Είναι ένα ευέλικτο και εύχρηστο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή. Στο SAP2000 σχεδιάστηκαν τα μοντέλα των χαλύβδινων σκελετών των δύο παραλλαγών του κτιρίου μας και στη συνέχεια εξήχθησαν τα αποτελέσματα (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις, στοιχεία ιδιομορφικής ανάλυσης κλπ.) των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας. Στη συνέχεια, όλη η διαδικασία της διαστασιολόγησης πραγματοποιήθηκε στο χέρι, σύμφωνα με τους κανονισμούς των Ευρωκωδίκων, χρησιμοποιώντας υπολογιστικά φύλλα EXCEL για τη διεκπεραίωση των απαραίτητων υπολογισμών και ελέγχων.

## 2 Φορτία Κατασκευής

### 2.1 Γενικά

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν σε αυτήν.

Στον Ελλαδικό χώρο, ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών, εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα, μέσω Παραρτημάτων ή μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (π.χ. χιόνι, άνεμος κλπ.).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι των οριακών καταστάσεων, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του, διακρίνονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες υπάρχει πιθανότητα να εκτεθεί η κατασκευή, τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης, όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού διακρίνονται ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε συνθήκες κανονικής χρήσης
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε προσωρινές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή

### 2.2 Οριακές Καταστάσεις-Δράσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες πέρα των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας στατικής ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες ή υπερβολικές ρηγματώσεις.

Οι δράσεις ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται σε κατηγορίες όπως:

- Μόνιμες Δράσεις (G).
- Μεταβλητές Δράσεις (Q).
- Τυχηματικές Δράσεις (A).

Επίσης οι δράσεις κατηγοριοποιούνται βάσει:

- Της προέλευσής τους, σε άμεσες ή έμμεσες.
- Της χωρικής τους μεταβολής, σε σταθερές ή ελεύθερες.
- Της φύσης τους και/ή της απόκρισης της κατασκευής, σε στατικές ή δυναμικές.

### 2.3 Μόνιμα Φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Πιο συγκεκριμένα, τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος:  $g_c=25\text{kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος χάλυβα:  $g_a=78,5\text{kN/m}^3$

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση, σύμμικτη πλάκα κλπ.) με τιμή  $3\text{kN/m}^2$

### 2.4 Κινητά Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές τους δίνονται από τους Ευρωκώδικες. Στη συγκεκριμένη μελέτη λήφθηκαν κινητά φορτία ορόφων  $5\text{kN/m}^2$  και για την οροφή  $2\text{kN/m}^2$ .

### 2.5 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη συνύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια, ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500 m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση.

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις.

Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις.

$$S = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad \text{όπου } s_k = s_{k,0} * (1 + (A/917)^2)$$

Όπου

- $\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για στέγη μονοκλινή με  $\alpha=0$  είναι 0,8.
- $s_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας, ο οποίος για Ζώνη II ισούται με 0,8.
- $C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.
- $C_t$  είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης λαμβάνεται ίσος με 1.
- $s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου. Στην περίπτωση μας, έχουμε  $A=100m$ .

$$\text{Άρα} \quad s_k = 0,8 * (1 + (100/917)^2) = 0,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Συνεπώς, το φορτίο του χιονιού θα είναι: } S = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,81 = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

## 2.6 Δράσεις Ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων σε δύσκαμπτες κατασκευές είναι μικρή και επομένως τα φορτία ανέμου μπορούν να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές ωστόσο, οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές και για τον λόγο αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους, για ύψη μέχρι 200 m που είναι η εν λόγω κατασκευή. Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο. Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες ανέμου  $v_b$  αναπαριστώνται με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων πάνω σε χάρτες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου  $v_b$  αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα ανέμου στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μία περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- **Φυσική θέση:** Οι ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτιθέμενες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες όπως είναι τα κέντρα των πόλεων. Αυτό αποδίδεται στη τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας  $c_t$ , ο αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi=H/L_u$  κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτιρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, τη τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης γειτονικών κατασκευών ή και φυσικών εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπιέσεις στις υπήνεμες.
- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Αξιοσημείωτο είναι ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση, ενώ στέγες με μεγαλύτερες κλίσεις μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Στη συγκεκριμένη μελέτη οι δράσεις του ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Στην επίλυση η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου  $v_b$ , ο έχει ληφθεί 33m/s και έχουμε κατηγορία εδάφους IV (Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m) εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα.

### 2.6.1 Υπολογισμός βασικής ταχύτητας ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 33 \text{ m/s} = 33 \text{ m/s}$$

### 2.6.2 Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου

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

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b, \text{ όπου:}$$

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Ο συντελεστής τραχύτητας δίνεται από τη σχέση

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r * \ln(z_e/z_0) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z_e \leq z_{\max} = 200 \text{ m} \\ c_r(z) &= C_r(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z_e \leq z_{\min} \end{aligned}$$

Ο συντελεστής εδάφους  $k_r$  δίνεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 (z_0/z_{0,II})^{0,07}$$

Από τον πίνακα 2.1, και εφόσον η κατασκευή μας βρίσκεται στην Αθήνα, έχουμε ότι  $z_0 = 1,0 \text{ m}$  και  $z_{\min} = 10 \text{ m}$ .

$$\text{Οπότε } k_r = 0,19 (1,0/0,05)^{0,07} = 0,23$$

Στην περίπτωσή μας, εφόσον  $h = 18,5 \text{ m} < b = 42 \text{ m}$ , έχουμε  $z_e = h = 18,5 \text{ m}$ .

$$\text{Άρα } C_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) = 0,23 * \ln(18,5/1,0) = 0,68$$

$$\text{Επομένως } v_m = c_r(z) * c_o(z) * v_b = 0,68 * 1,00 * 33 = 22,56 \text{ m/s}$$

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ		$z_0(m)$	$z_{min}(m)$
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 (π.χ. χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m	1,0	10

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

### 2.6.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$  προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \rho \cdot v_m^2 / 2, \text{ όπου:}$$

- $I_v$  η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$
- $\rho$  η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ )

Η ένταση στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$I_v(z) = k_i / (c_o(z) \cdot \ln(z/z_o))$$

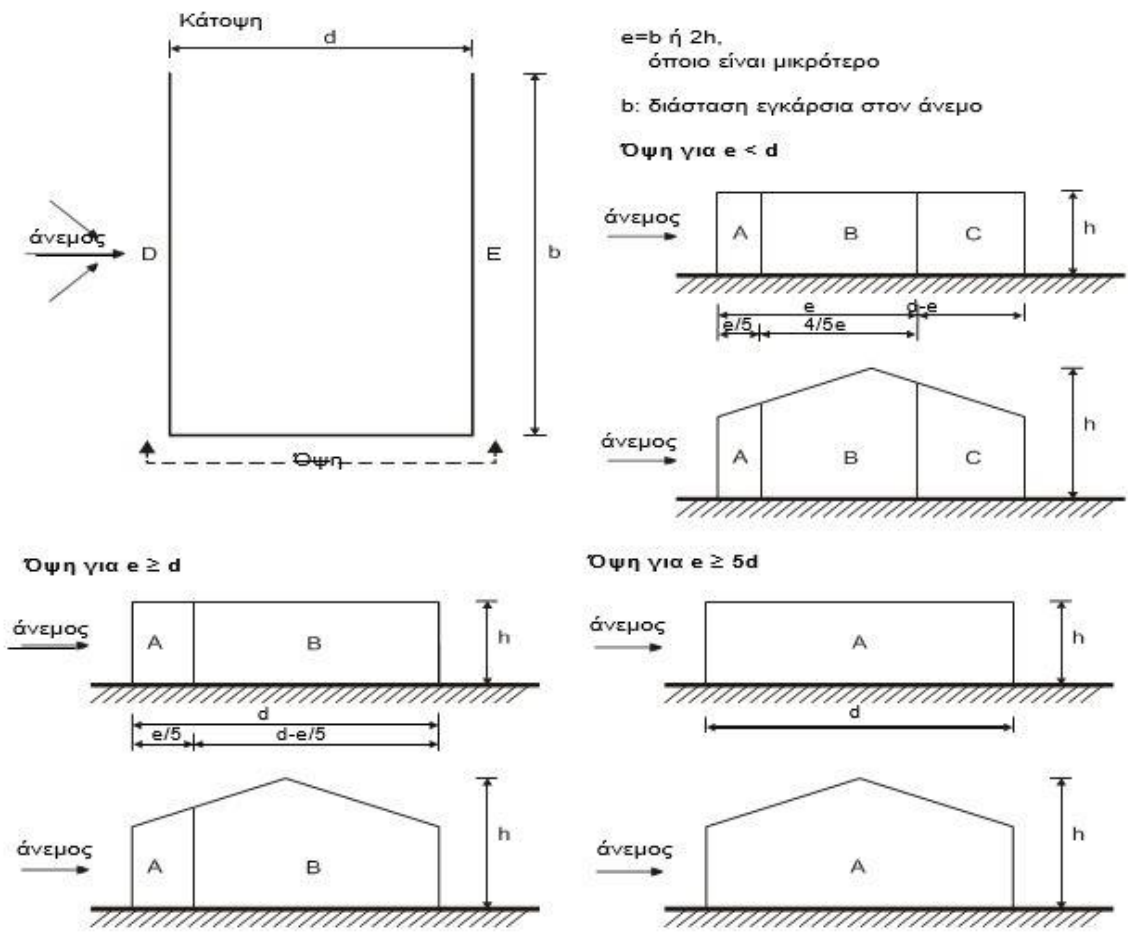
Στην περίπτωσή μας έχουμε:

$$I_v(z) = 1 / (1 \cdot \ln(18,5/1,0)) = 0,34$$

Άρα η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

$$q_p = (1 + 7 \cdot 0,34) \cdot 0,00125 \cdot 22,56^2 / 2 = 1,075 \text{ kN/m}^2$$





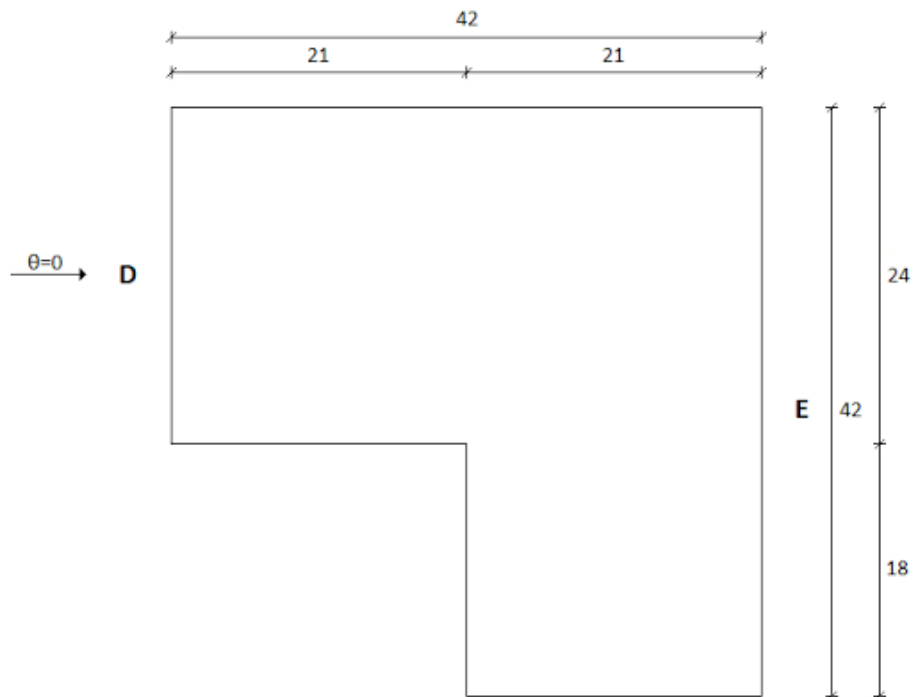
Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Σχήμα 2.1

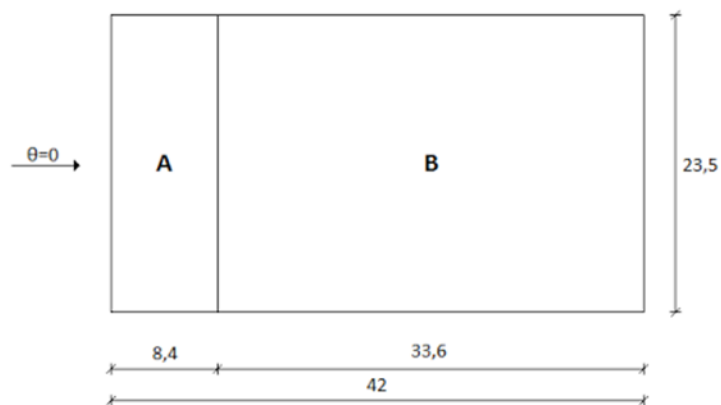
## 2.6.4 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων

Για διεύθυνση ανέμου κατά  $x$  στην κατασκευή μας έχουμε  $h=23,5\text{m}$ ,  $b=42\text{m}$  και  $d=42\text{m}$ .  
Άρα  $e = \min(b, 2h) = \min(42, 47) = 42\text{m}$ . Επομένως  $e=d$ .

Επίσης  $h/d = 23,5/42 = 0,56$ .



Κάτοψη κτιρίου



Όψη κτιρίου

Οι εξωτερικές πιέσεις χρησιμοποιώντας τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης του Σχήματος 2.1 για λόγο  $h/d=0,56$ , προκύπτουν:

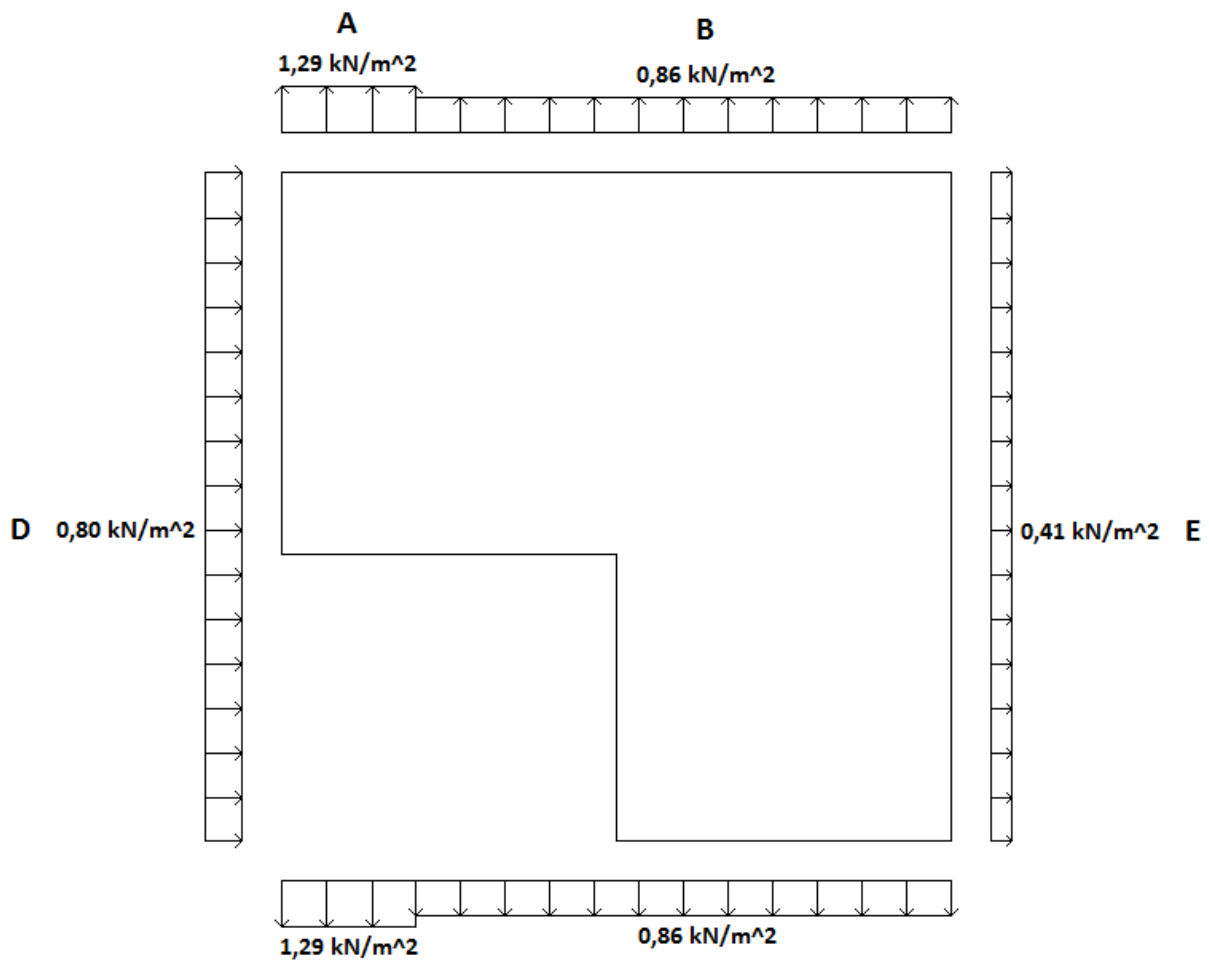
$$\text{Επιφάνεια A: } w = q_p(z) \cdot c_{pe,10} = 1,075 \cdot (-1,2) = -1,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Επιφάνεια B: } w = q_p(z) \cdot c_{pe,10} = 1,075 \cdot (-0,8) = -0,86 \text{ kN/m}^2$$

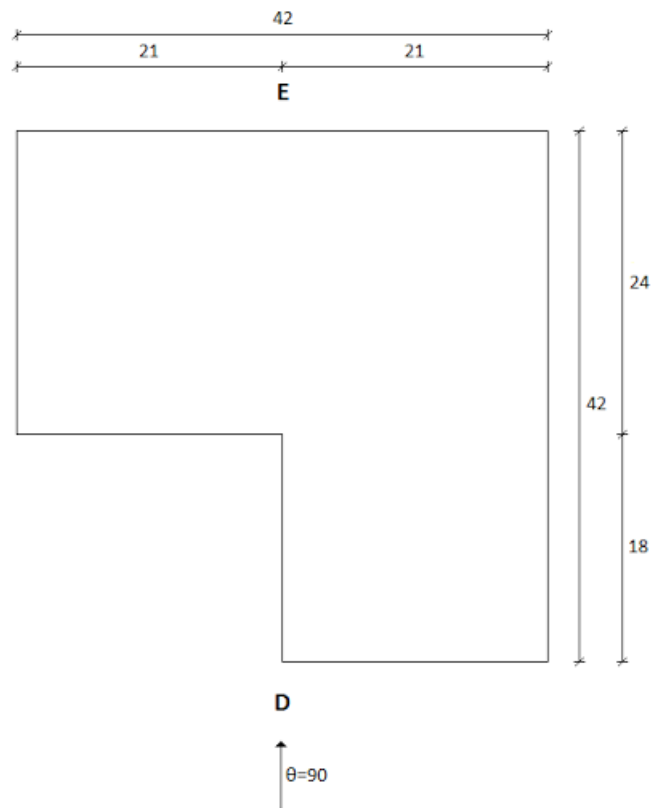
$$\text{Επιφάνεια D: } w = q_p(z) \cdot c_{pe,10} = 1,075 \cdot 0,741 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Επιφάνεια E: } w = q_p(z) \cdot c_{pe,10} = 1,075 \cdot (-0,383) = -0,41 \text{ kN/m}^2$$

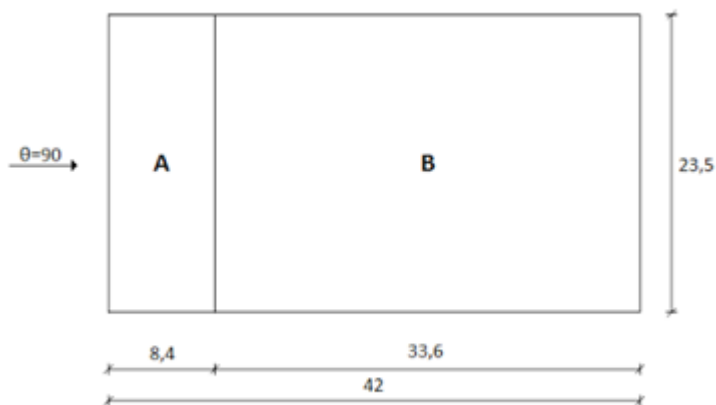
Επομένως, οι φορτίσεις διαμορφώνονται όπως φαίνεται παρακάτω:



Για διεύθυνση ανέμου κατά  $y$ , οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης παραμένουν οι ίδιοι, εφόσον λόγω της κάτοψης της κατασκευής δεν μεταβάλλεται η τιμή των  $h$ ,  $b$ ,  $d$  και  $e$ .

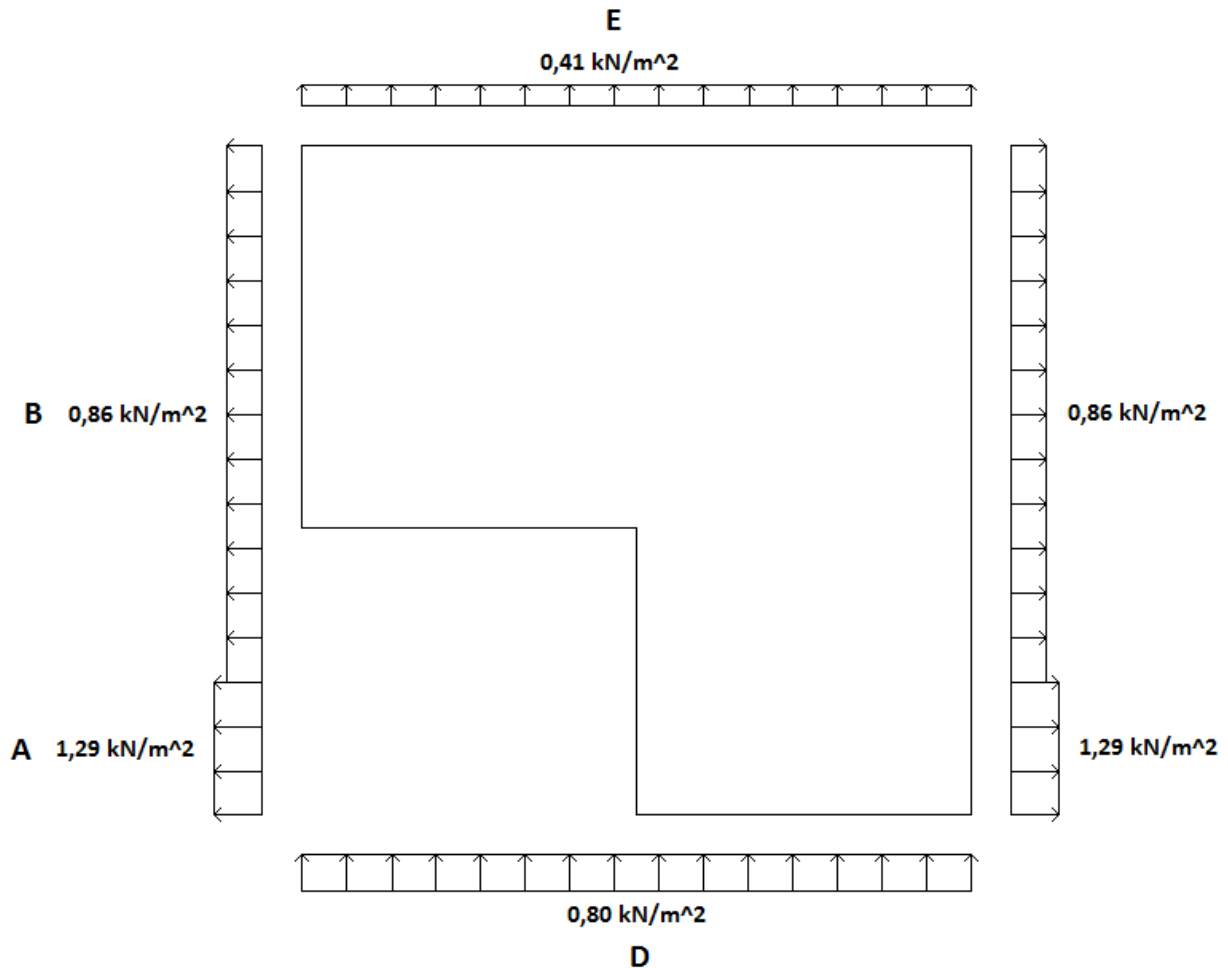


Κάτοψη κτιρίου



Όψη κτιρίου

Οι φορτίσεις διαμορφώνονται όπως φαίνεται παρακάτω:



Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη συνεπώς δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων ανέμου. Άρα η εξωτερική πίεση στέγης αγνοείται λόγω της ευμενούς επιρροής που έχει. Σημειώνεται ότι στις υπήνεμες πλευρές οι οποίες χωρίζονται σε ζώνες φόρτισης θεωρήθηκε, επί το δυσμενέστερο, ότι σε όλο το μήκος ασκείται το φορτίο με τη μεγαλύτερη τιμή.

Τα φορτία ανέμου θεωρούμε ότι ασκούνται ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανομημένα στα περιμετρικά υποστυλώματα της κατασκευής, λαμβάνοντας ως πλάτος επιρροής 6m ή 7m, ανάλογα με τη θέση του υποστυλώματος στην κάτοψη.

## 3 Σεισμικές Δράσεις

### 3.1 Εισαγωγή

Ως σεισμός ορίζεται η βίαιη εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε συγκεκριμένο μέρος της Γης, από φυσικά αίτια που λαμβάνουν χώρα στο εσωτερικό της. Σύμφωνα με τις ισχύουσες θεωρίες, το φαινόμενο του σεισμού προκαλείται από τη σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών ενός σεισμογενούς ρήγματος και τα σεισμικά κύματα που παράγονται από την ολίσθηση αυτή. Τα σεισμικά κύματα διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνειά της όπου καταγράφονται από τους σειсмоγράφους αλλά και προκαλούν διάφορες βλάβες.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως η θεμελίωση μιας κατασκευής, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από μία αρχική θέση ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις του εδάφους, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Συνεπώς, ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές δυνάμεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αδρανειακές δυνάμεις, εννοούμε τις δυνάμεις εκείνες, οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής ενάντια στην εναλλασσόμενη κίνηση του εδάφους που δημιουργείται λόγω του σεισμού.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές αυτές κινήσεις, δηλαδή οι σεισμικές δράσεις, παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 8 περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων, και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

Οι κύριοι στόχοι του κανονισμού είναι οι εξής:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής
- ο περιορισμός των βλαβών των κατασκευών
- η διασφάλιση της λειτουργίας έργων που είναι σημαντικά για την αστική προστασία

### 3.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης**, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς

σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Ευρωκώδικας 8. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.

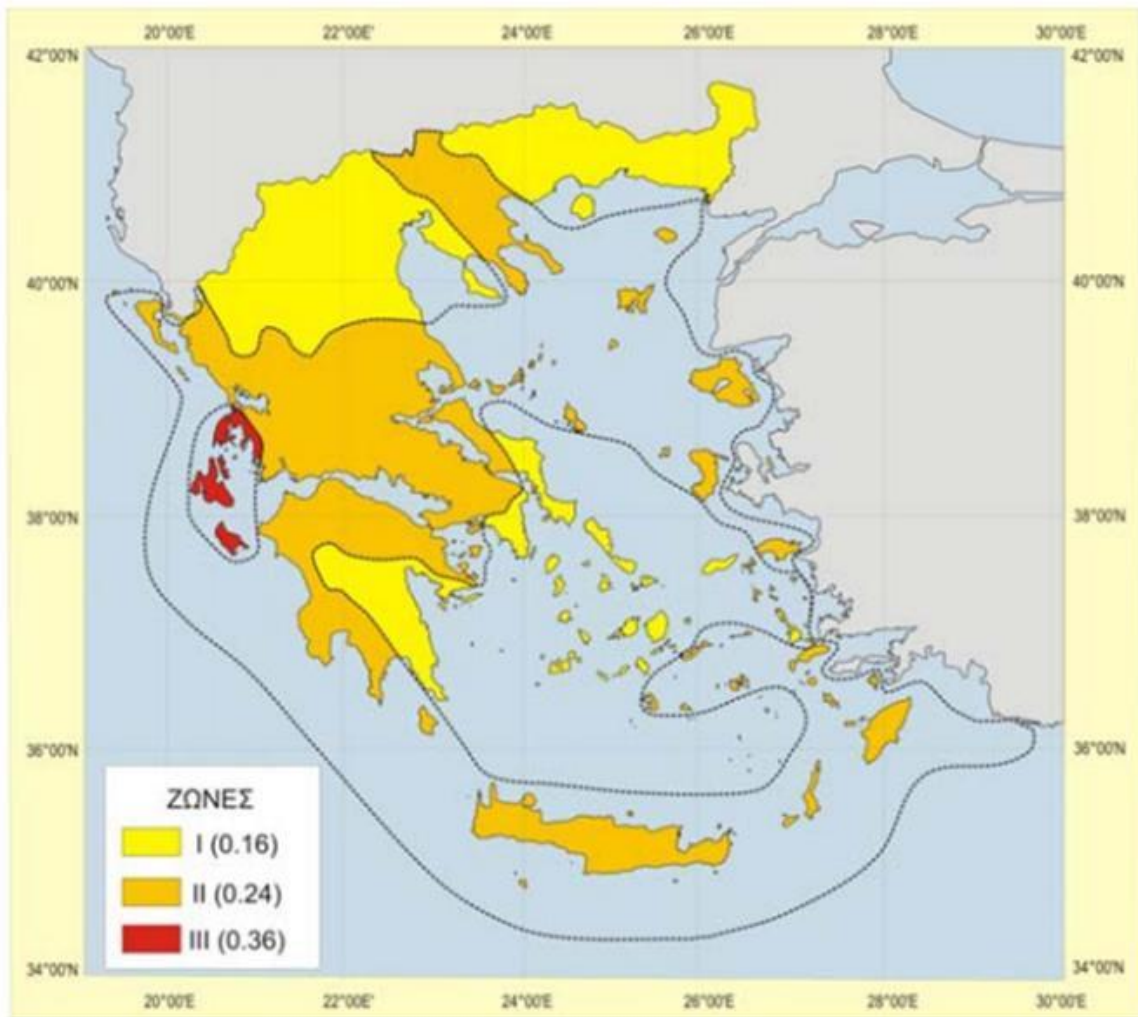
- **Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης**, η στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού, χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια "ισοδύναμων" σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία πάνω στην κατασκευή.

### 3.3 Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης

#### 3.3.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση  $A$  και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475 έτη).

Το κτίριο μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



### 3.3.2 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $A$  που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση  $A=\alpha \times g$ . Για την περίπτωση μας επιλέγουμε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I και η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι  $A=0,16 \times g$ .

Ζώνη	$a_{eR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36



### 3.3.3 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Ε, S<sub>1</sub> και S<sub>2</sub>. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Κατάταξη εδαφών				
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικιών 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 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			

### 3.3.4 Συντελεστής σπουδαιότητας

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

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_i=1,00$ .

Κατηγορία	$\gamma_i$	Χρήση κτιρίου
I	0.8	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για την δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτήρια κλπ.
II	1.0	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις προηγούμενες κατηγορίες.
III	1.2	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, κλπ.
IV	1.4	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

### 3.3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίδονται στον παρακάτω Πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Στο συγκεκριμένο έργο επιλέγουμε περιορισμένη πλάσטיμη συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως η διαστασιολόγηση θα γίνει με συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1,5$

### 3.4 Φάσμα σχεδιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8, σε περιπτώσεις έργων όπου η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με 0,25g, τότε μπορεί να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Επομένως, στο έργο μας μπορούμε να αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες και να λάβουμε υπόψη μόνο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (επιτάχυνση  $a_g=0,16g$ )
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια),  $\gamma_I=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1,50$
- Απόσβεση 5%

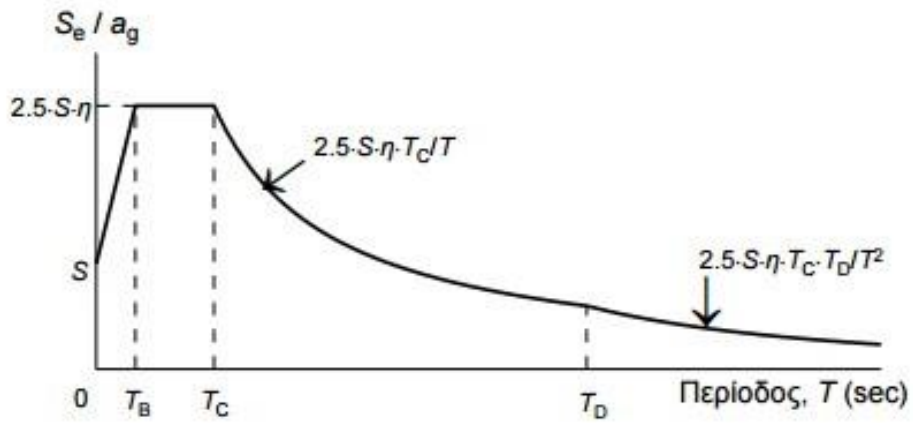
Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

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 A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )  
 $T_B$ : 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

- $\eta$ : είναι συντελεστής συμπεριφοράς  
 $\beta$ : είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta=0,2$



Εδαφικός τύπος	S	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

Επομένως για κατηγορία εδάφους B, έχουμε:

$$S=1,2$$

$$T_B=0,15 \text{ sec}$$

$$T_C=0,5 \text{ sec}$$

$$T_D=2,0 \text{ sec}$$

### 3.5 Εισαγωγή στοιχείων σεισμού στο SAP2000

Response Spectrum EuroCode 8 - 2004 Function Definition

Function Name: RSP

Function Damping Ratio: 0,05

Parameters

- Country: CEN Default
- Direction: Horizontal
- Horizontal Ground Accel., ag/g: 0,16
- Spectrum Type: 1
- Ground Type: B
- Soil Factor, S: 1,2
- Acceleration Ratio, Avg/Ag:
- Spectrum Period, Tb: 0,15
- Spectrum Period, Tc: 0,5
- Spectrum Period, Td: 2,
- Lower Bound Factor, Beta: 0,2
- Behavior Factor, q: 1,5

Define Function

Period	Acceleration
0,	0,128
0,05	0,192
0,1	0,256
0,15	0,32
0,5	0,32
0,75	0,2133
1,	0,16
1,25	0,128

Function Graph

Buttons: Convert to User Defined, Display Graph, OK, Cancel

## 4 Συνδυασμοί δράσεων

Στο Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα της κατασκευής, με βάση τις οριακές καταστάσεις και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.

### 4.1 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού, δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- **Οριακές καταστάσεις αστοχίας:** αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες, (απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους αυτής), που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- **Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας:** αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη, πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής, λόγω φαινομένων σχετιζόμενων με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή έντονες ταλαντώσεις κλπ.

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και θα πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 πρέπει να ικανοποιούν τις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται.
- Να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που είναι πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης της κατασκευής.
- Να μην κινδυνεύουν να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, σεισμοί ή συνέπειες ανθρώπινου σφάλματος. Η επιλογή κατάλληλων μέτρων και κατάλληλου δομικού συστήματος συμβάλλει σημαντικά στην αποφυγή αυτού του κινδύνου.

### 4.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις, είναι οι εξής:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.

- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όπως π.χ. κατά τη διάρκεια της ανέγερσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όπως π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση οχήματος.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

### 4.3 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων, όπως ορίζει το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1. Οι δράσεις που δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα, λόγω φυσικών αιτιών, δεν πρέπει να θεωρούνται στον ίδιο συνδυασμό.

#### 4.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

#### 4.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρικό ή γεωμετρικό άθροισμα, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

- "+" σημαίνει "επαλληλία με"
- $G_{k,j}$  η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- $P$  η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$  η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$  η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων
- $A_d$  η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- $A_{Ed}$  η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\gamma_{G,j}$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$
- $\gamma_p$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
- $\gamma_{Q,i}$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$
- $\psi_{0,i}$
- $\psi_{1,i}$  συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων
- $\psi_{2,i}$

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.)

Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους του είναι:

- Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές
  - Για μόνιμες δράσεις:
    - $\gamma_{G,sup} = 1,35$  (δυσμενής επιρροή)
    - $\gamma_{G,inf} = 1,00$  (ευμενής επιρροή)
  - Για μεταβλητές δράσεις:
    - $\gamma_{Q,sup} = 1,50$  (δυσμενής επιρροή)
    - $\gamma_{Q,inf} = 0,00$  (ευμενής επιρροή)
- Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς  $\gamma_A = 1,00$



Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων. Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων  $\psi_i$ , χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον παρακάτω πίνακα 4.1 δίνονται οι τιμές των συντελεστών  $\psi_i$ , σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 0.

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές $\psi$ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

## 4.4 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

### 4.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι συνδυασμοί φορτίσεων σε ΟΚΑ, όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΑΝΕΜΟΣ Χ	ΑΝΕΜΟΣ Ψ	ΧΙΟΝΙ	ΣΕΙΣΜΟΣ Χ	ΣΕΙΣΜΟΣ Ψ
1	1,35	1,5					
2	1,35	1,5	0,9		0,75		
3	1,35	1,5		0,9	0,75		
4	1,35	1,5	0,9				
5	1,35	1,5		0,9			
6	1,35	1,05	1,5		0,75		
7	1,35	1,05		1,5	0,75		
8	1,35	1,05			1,5		
9	1,35		1,5				
10	1,35			1,5			
11	1,35	1,05	0,9		1,5		
12	1,35	1,05		0,9	1,5		
13	1,35	1,5			0,75		
14	1	0,3				1	0,3
15	1	0,3				0,3	1

### 4.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι συνδυασμοί φορτίσεων σε ΟΚΑ, όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

	ΜΟΝΙΜΑ	ΚΙΝΗΤΑ	ΑΝΕΜΟΣ Χ	ΑΝΕΜΟΣ Ψ	ΧΙΟΝΙ
1	1	1	0,6		0,5
2	1	1		0,6	0,5
3	1	1			0,5
4	1	0,7		0,6	1
5	1	0,7	0,6		1
6	1	0,7	1		0,5
7	1	0,7		1	0,5

## 4.5 Αποτελέσματα της ανάλυσης του μοντέλου στο SAP2000

### 4.5.1 Ιδιομορφές

```
Found mode      1 of      12:  EV= 2.6760715E+01, f=    0.823321, T=    1.214594
Found mode      2 of      12:  EV= 3.4393658E+01, f=    0.933382, T=    1.071373

Iteration      Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00
   6  5.1138303E+01 2.7799235E+02 3.5321960E+02 5.0409384E+02 7.0279562E+02

Found mode      3 of      12:  EV= 5.1138303E+01, f=    1.138134, T=    0.878631

Iteration      Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00
   7  2.7799090E+02 3.5320679E+02 5.0396968E+02 6.9668007E+02 7.5308379E+02
   8  2.7799077E+02 3.5320473E+02 5.0393824E+02 6.9341145E+02 7.4767629E+02
   9  2.7799076E+02 3.5320439E+02 5.0392968E+02 6.9163363E+02 7.4351251E+02
  10  2.7799076E+02 3.5320434E+02 5.0392727E+02 6.9067779E+02 7.4037336E+02
  11  2.7799076E+02 3.5320434E+02 5.0392657E+02 6.9017555E+02 7.3809962E+02

Found mode      4 of      12:  EV= 2.7799076E+02, f=    2.653599, T=    0.376847

Iteration      Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00
  12  3.5320433E+02 5.0392636E+02 6.8991751E+02 7.3645270E+02 7.5471167E+02
  13  3.5320433E+02 5.0392631E+02 6.8978805E+02 7.3536103E+02 7.5433995E+02

Found mode      5 of      12:  EV= 3.5320433E+02, f=    2.991115, T=    0.334323

Iteration      Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00
  14  5.0392629E+02 6.8972417E+02 7.3467085E+02 7.5412372E+02 7.8554275E+02
  15  5.0392629E+02 6.8969345E+02 7.3430966E+02 7.5399824E+02 7.8462869E+02
  16  5.0392629E+02 6.8967877E+02 7.3411974E+02 7.5392429E+02 7.8407728E+02

Found mode      6 of      12:  EV= 5.0392629E+02, f=    3.572758, T=    0.279896

Iteration      Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00
  17  6.8967159E+02 7.3401436E+02 7.5387908E+02 7.8371367E+02 8.0407740E+02
  18  6.8966836E+02 7.3395648E+02 7.5385380E+02 7.8347774E+02 8.0402333E+02
  19  6.8966694E+02 7.3392496E+02 7.5383969E+02 7.8332654E+02 8.0398734E+02

Forming stiffness, new shift: EV= 6.5518358E+02, f=    4.073818, T=    0.245470
Number of eigenvalues below shift =      6

Iteration      Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 6.5518358E+02
  20  3.4482243E+01 7.8705791E+01 9.8638168E+01 1.2791978E+02 1.4874653E+02
  21  3.4482234E+01 7.8703811E+01 9.8636515E+01 1.2788532E+02 1.4873479E+02
  22  3.4482234E+01 7.8703700E+01 9.8636362E+01 1.2788025E+02 1.4873254E+02
  23  3.4482234E+01 7.8703694E+01 9.8636347E+01 1.2787953E+02 1.4873212E+02

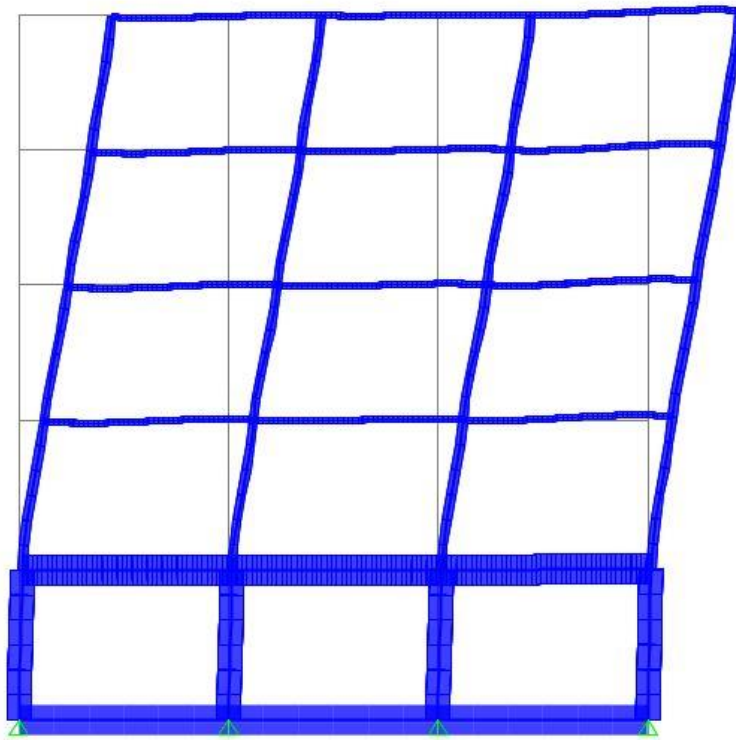
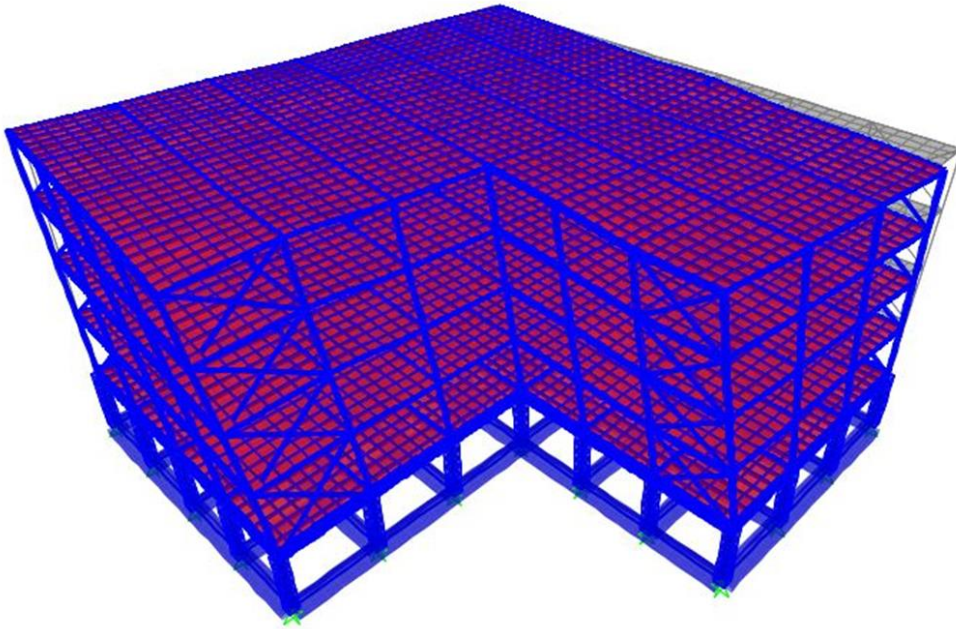
Found mode      7 of      12:  EV= 6.8966582E+02, f=    4.179646, T=    0.239255

Iteration      Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 6.5518358E+02
  24  7.8703693E+01 9.8636346E+01 1.2787943E+02 1.4873205E+02 1.5144895E+02
  25  7.8703693E+01 9.8636346E+01 1.2787941E+02 1.4873204E+02 1.5144893E+02

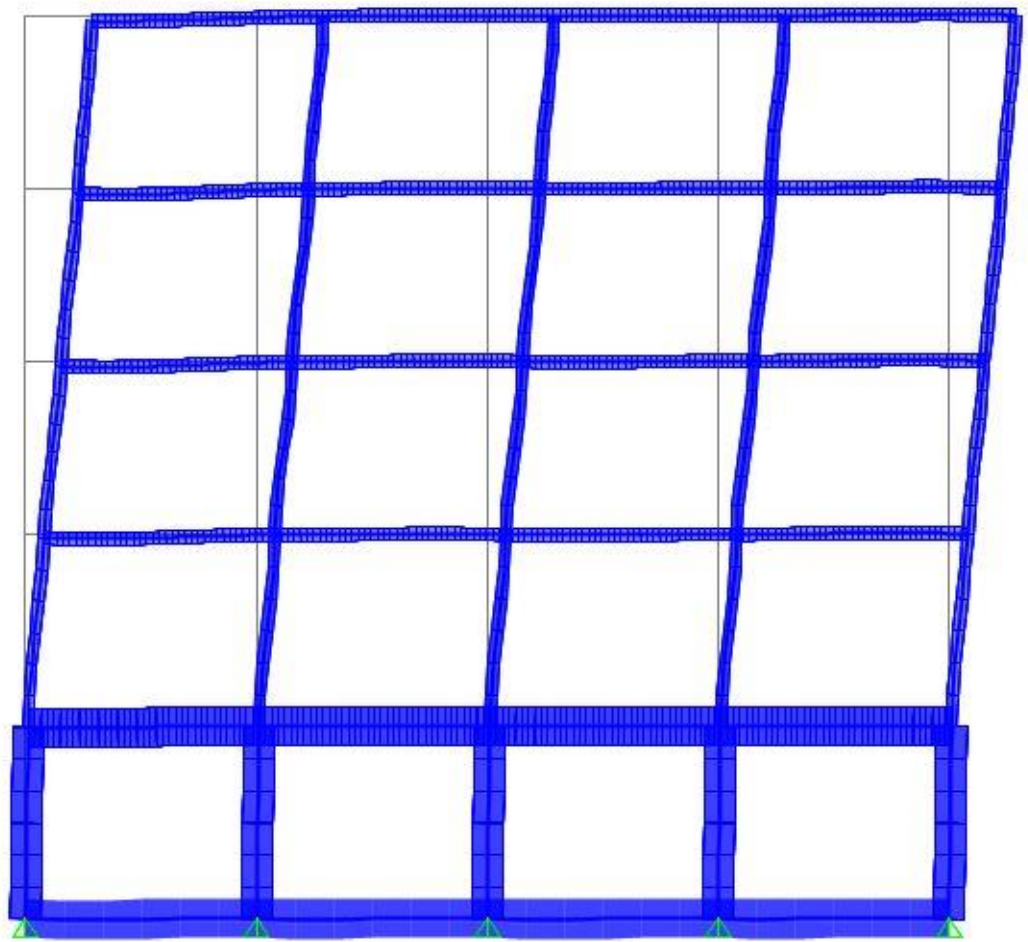
Found mode      8 of      12:  EV= 7.3388728E+02, f=    4.311564, T=    0.231934
Found mode      9 of      12:  EV= 7.5381993E+02, f=    4.369723, T=    0.228847
```

Ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες

1η ιδιομορφή ( $T_1=1,215$  sec)

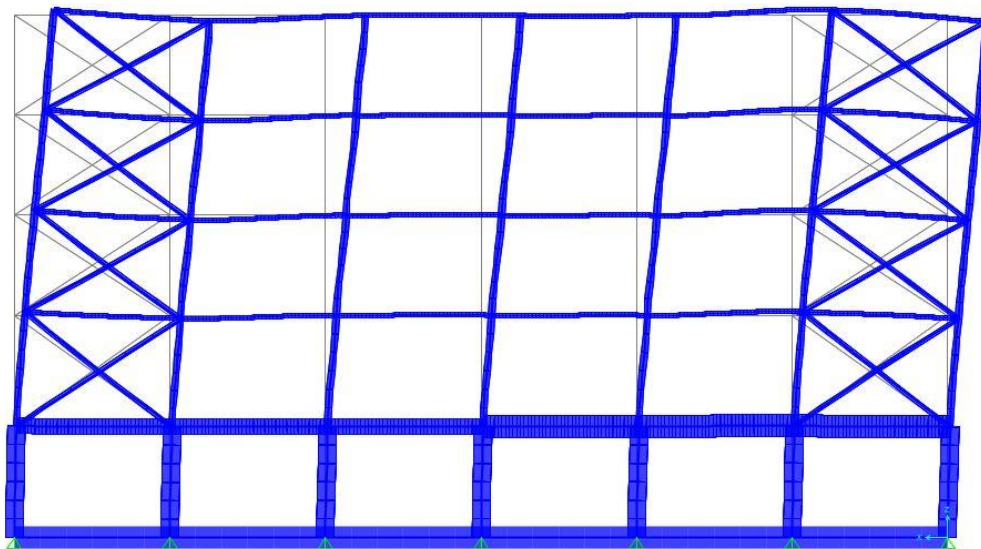
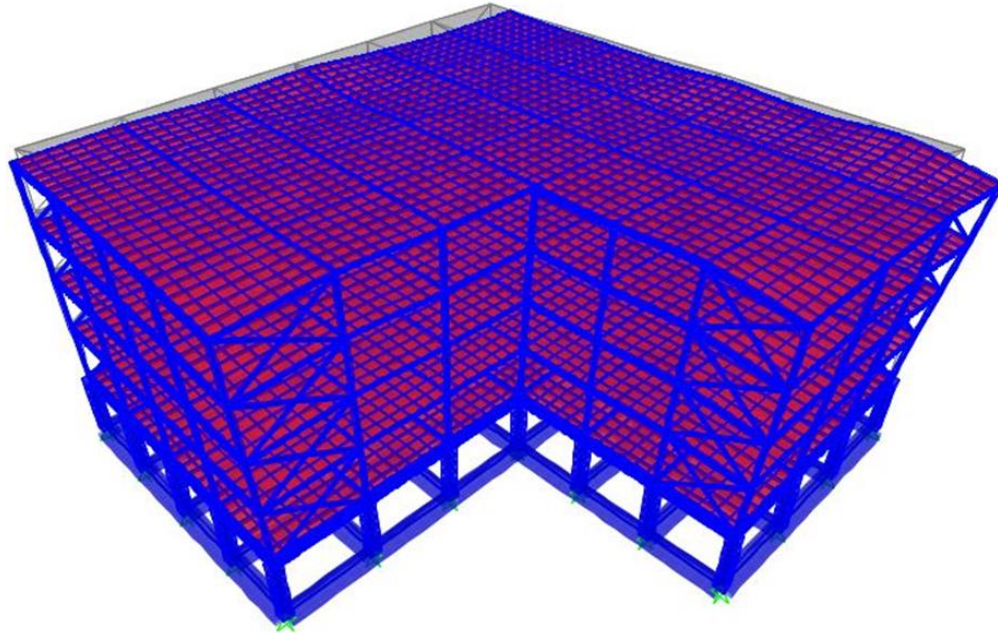


Όψη x-z

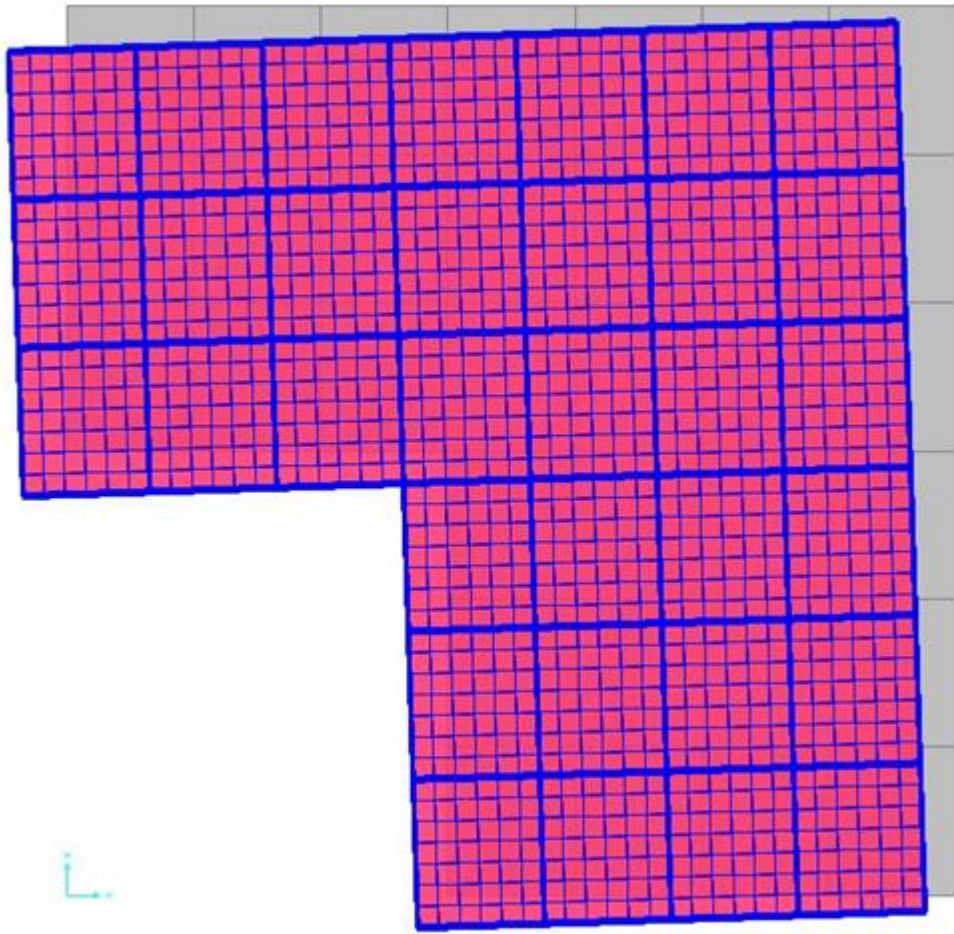


Όψη y-z

2η ιδιομορφή ( $T_2=1,071$  sec)

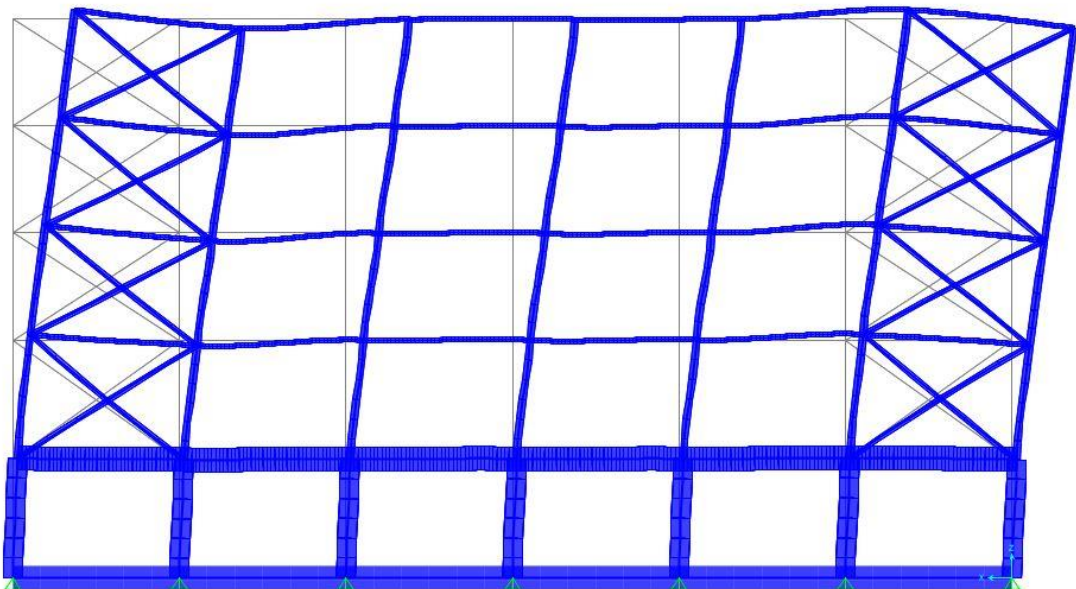
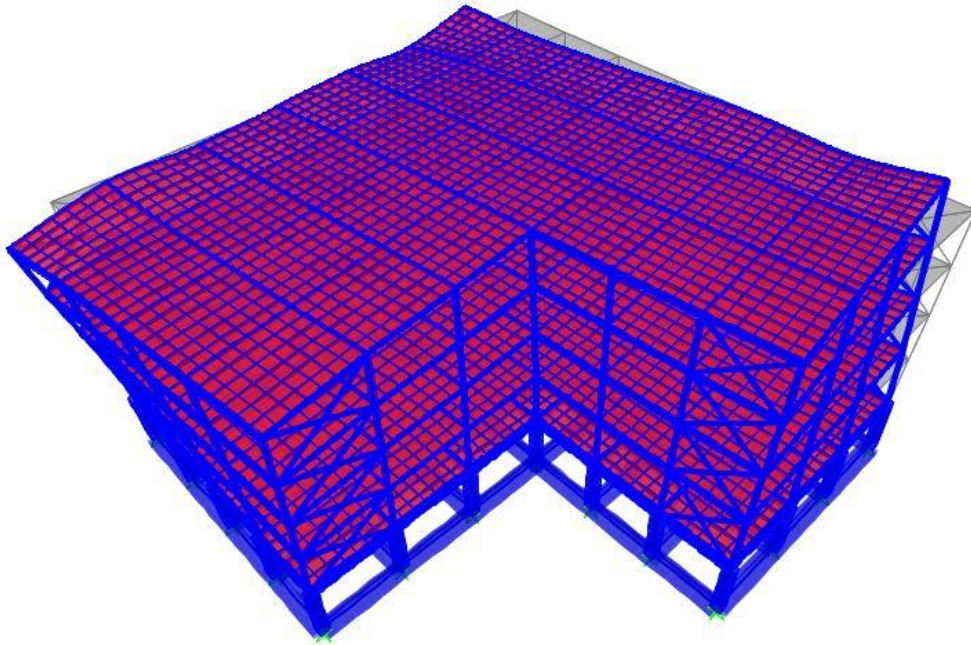


Όψη x-z



Κάτοψη

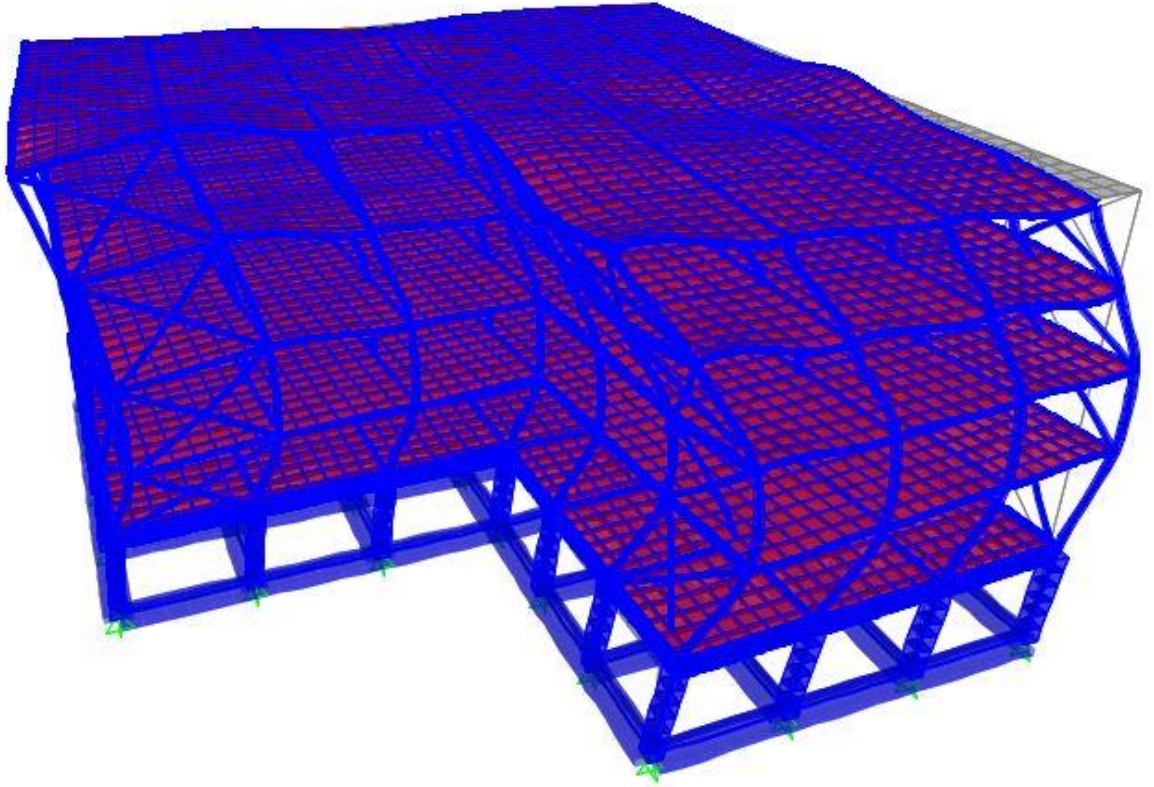
3η ιδιομορφή ( $T_3=0,879$  sec)

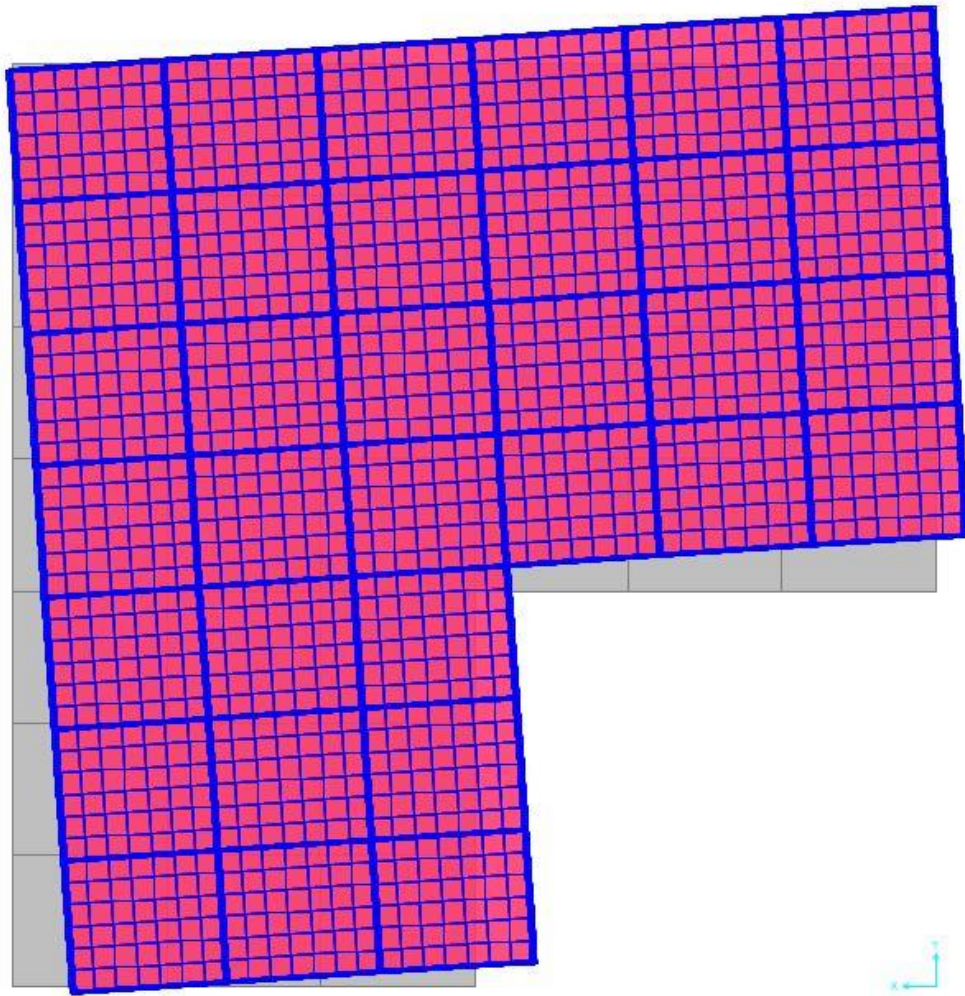


Όψη x-z



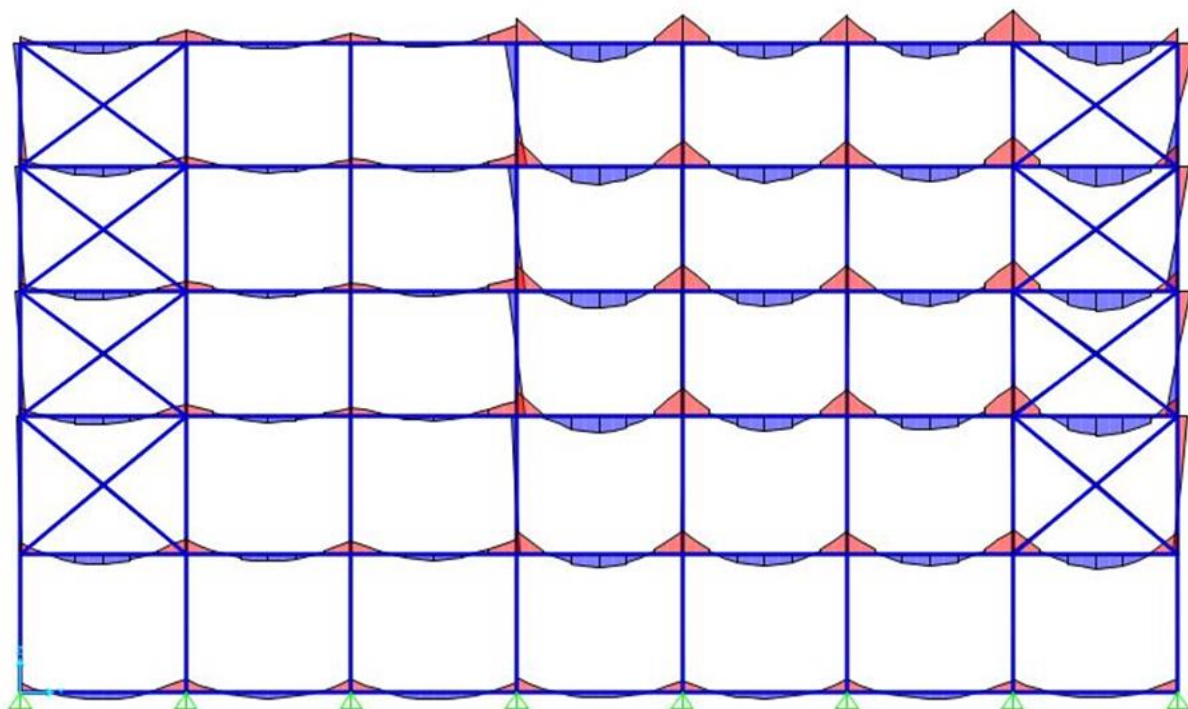
**4η ιδιομορφή ( $T_4=0,377$  sec)**



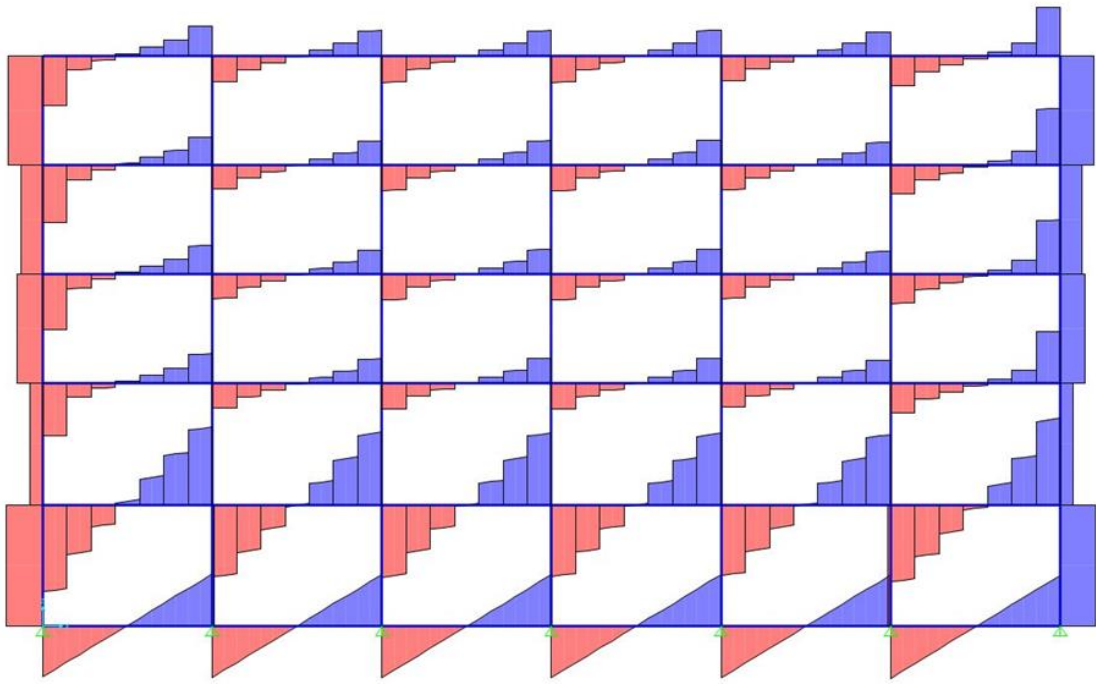


Κάτοψη

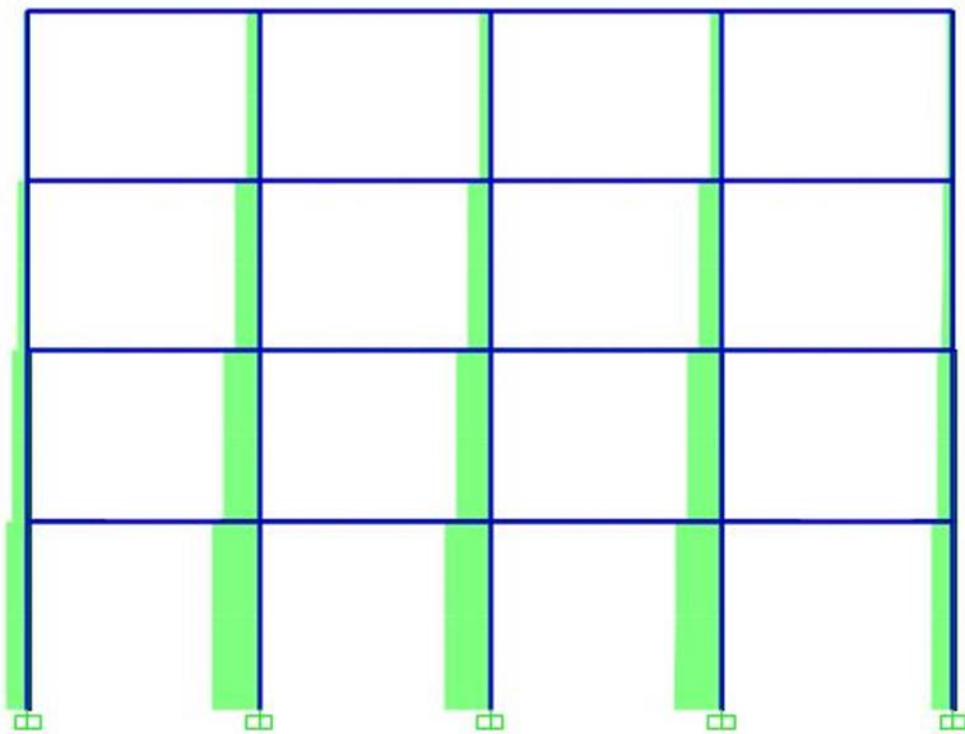
#### 4.5.2 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών



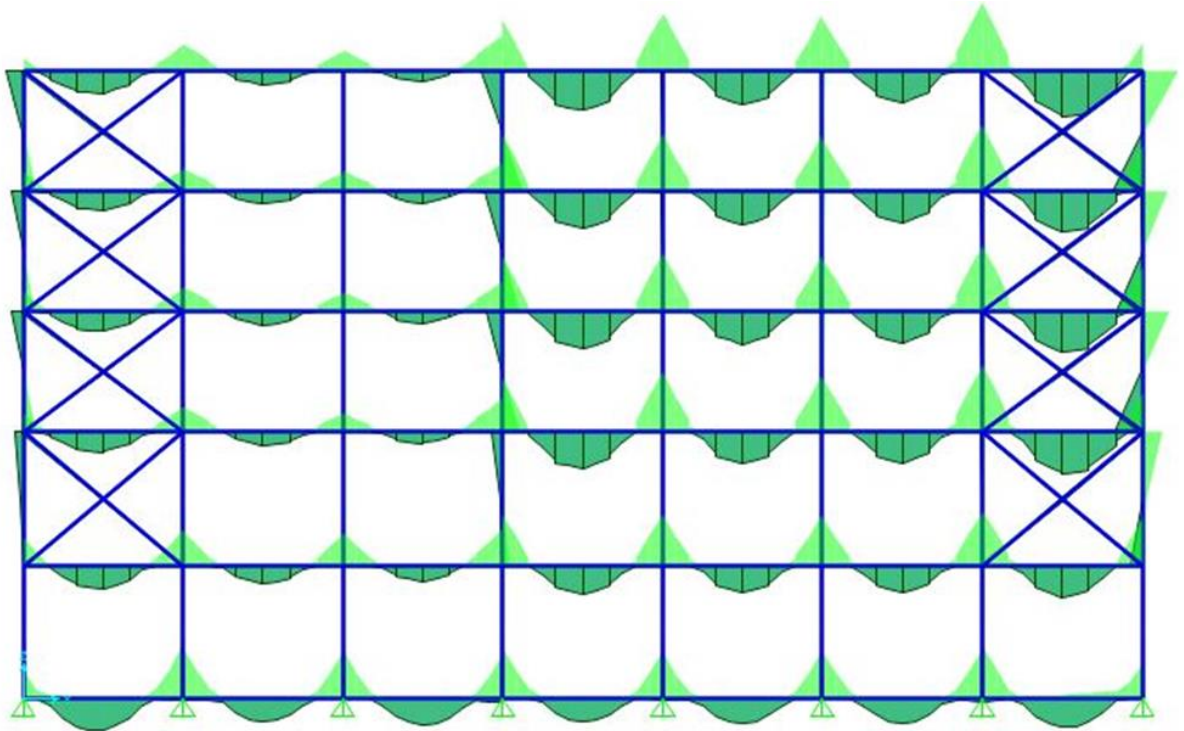
Διάγραμμα ροπών κάμψης δοκών κατά x



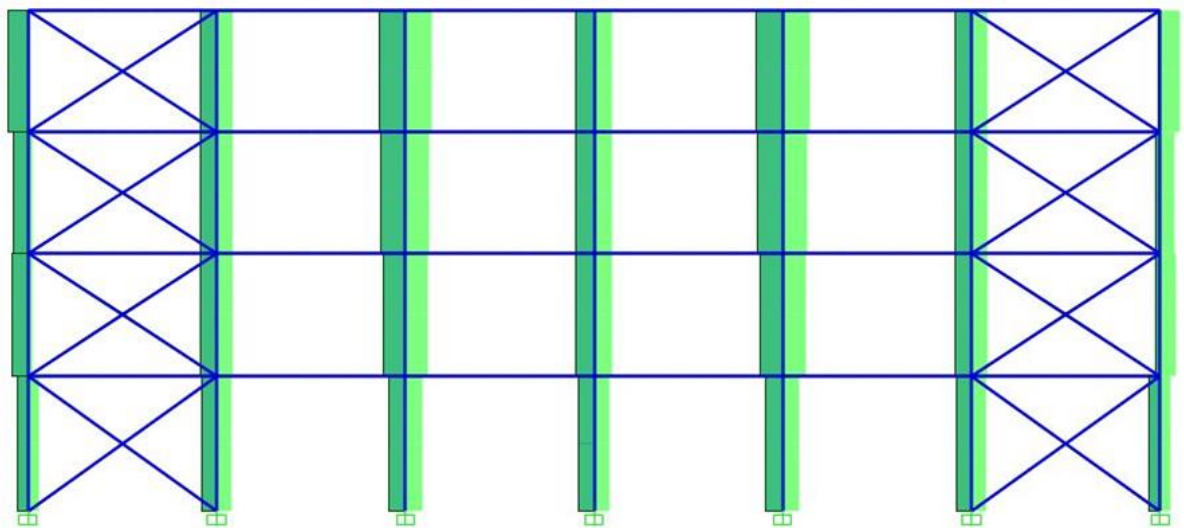
Διάγραμμα τεμνουσών στην όψη y-y



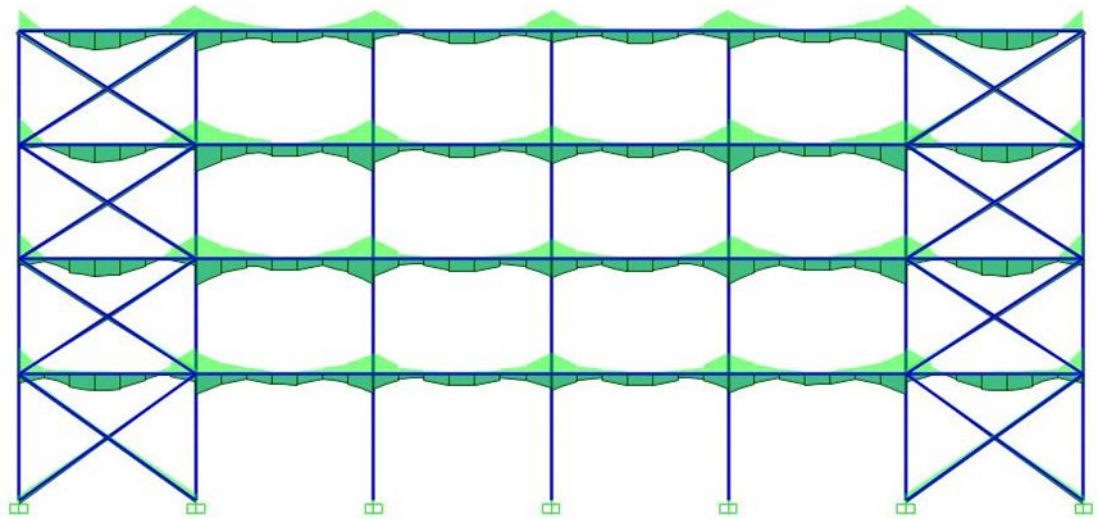
Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού



Διάγραμμα ροπών κάμψης λόγω ανέμου



Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων λόγω σεισμού



Διάγραμμα ροπών κάμψης λόγω σεισμού

## 5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα

### 5.1 Κύρια Δοκός

Για τις κύριες δοκούς χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή ΗΕΒ400 από χάλυβα ποιότητας S235 και είναι κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη. Η διατομή καταπονείται από κάμψη και διάτμηση και τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση είναι:

$$M=260,9 \text{ kNm}$$

$$V=86,2 \text{ kN}$$

#### 5.1.1 Απλή μονοαξονική κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{m0} = 3232 \cdot 23,5 / 1 = 75952 \text{ kNcm} = 759,52 \text{ kNm} > 260,9 \text{ kNm}$$

#### 5.1.2 Διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{m0}) = 69,98 \cdot 23,5 = 949,47 \text{ kN} > 86,2 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 86,2 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 474,7 \text{ kN}$  συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί.

#### 5.1.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Παραδοχές:

$$k = k_w = 1,00 \text{ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$I_z = 10820 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 3817 \cdot 10^{-3}$$

$$I_t = 440,5 \text{ cm}^4$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$G = 8077 \text{ kN/cm}^2 \text{ (μέτρο διάτμησης)}$$

$$z_g = z_a = 20 \text{ cm}$$

(το φορτίο ασκείται στο άνω πέλμα)

$$C1 = 0,712, C2 = 0,652, C3 = 1,070$$

(για φόρτιση με εγκάρσια φορτία)

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \cdot \sqrt{\left\{ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}}$$

$$\text{Προκύπτει } M_{cr} = 67534,95 \text{ kNcm}$$

Για  $h/b = 400/300 = 1,33 < 2$  είμαστε στην καμπύλη λυγισμού a, άρα ο συντελεστής ατελειών  $\alpha_{LT}$  είναι 0,21.

Επομένως:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,0605 - 0,2) + 1,0605^2] = 1,1527$$

Το  $\chi_{LT}$  προκύπτει ίσο με 0,6888, οπότε:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} = 0,6888 \cdot 3232 \cdot 23,5 / 1 = 52315,7 \text{ kNcm} = 523,2 \text{ kNm} > 260,9 \text{ kNm}$$

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

## 5.2 Δευτερεύουσα δοκός

Για τις δευτερεύουσες δοκούς χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή HEB400 από χάλυβα ποιότητας S235 και είναι κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη. Η διατομή καταπονείται από κάμψη και διάτμηση και τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση είναι:

$$M = 270,35 \text{ kNm}$$

$$V = 82,82 \text{ kN}$$

### 5.2.1 Απλή μονοαξονική κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = 3232 \cdot 23,5 / 1 = 75952 \text{ kNcm} = 759,52 \text{ kNm} > 270,35 \text{ kNm}$$

### 5.2.2 Διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 69,98 \cdot 23,5 = 949,47 \text{ kN} > 82,82 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 82,82 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 474,7 \text{ kN}$  συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί.



### 5.2.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Παραδοχές:

$k = k_w = 1,00$  (απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$L = 700 \text{ cm}$

$I_z = 10820 \text{ cm}^4$

$I_w = 3817 \cdot 10^{-3}$

$I_t = 440,5 \text{ cm}^4$

$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

$G = 8077 \text{ kN/cm}^2$  (μέτρο διάτμησης)

$z_g = z_a = 20 \text{ cm}$

(το φορτίο ασκείται στο άνω πέλμα)

$C1 = 0,712$ ,  $C2 = 0,652$ ,  $C3 = 1,070$

(για φόρτιση με εγκάρσια φορτία)

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \cdot \sqrt{\left\{ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}}$$

Προκύπτει  $M_{cr} = 57809,35 \text{ kNcm}$

Για  $h/b = 400/300 = 1,33 < 2$  είμαστε στην καμπύλη λυγισμού a, άρα ο συντελεστής ατελειών  $\alpha_{LT}$  είναι 0,21.

Επομένως:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,1462 - 0,2) + 1,1462^2] = 1,2562$$

Το  $\chi_{LT}$  προκύπτει ίσο με 0,5648, οπότε:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} = 0,5648 \cdot 3232 \cdot 23,5 / 1 = 42897,7 \text{ kNcm} = 429 \text{ kNm} > 270,35 \text{ kNm}$$

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

### 5.3 Υποστώλωμα

Στα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκε διατομή HEB360 και ο έλεγχος έγινε με τα εξής εντατικά μεγέθη, που προέκυψαν σε υποστώλωμα του πρώτου ορόφου:

$$\begin{array}{lll} M_z=63,97 \text{ kNm} & M_y=21,04 \text{ kNm} & N=1931,7 \text{ kN} \\ V_z=7,51 \text{ kN} & V_y=22,25 \text{ kN} & \end{array}$$

#### 5.3.1 Έλεγχος διάτμησης

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3} = 60,6 \cdot 23,5 / \sqrt{3} = 1424,1 \text{ kN} > 63,97 \text{ kN}$$

Επιπλέον  $V_{ed} = 63,97 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 712 \text{ kN}$ , συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί.

#### 5.3.2 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot A \cdot 23,5 / 1 = 0,25 \cdot 180,6 \cdot 23,5 = 1061,03 \text{ kN} < 1931,9$$

Επομένως απαιτείται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής.

$$\begin{aligned} n &= N_{ed} / N_{pl,Rd} = 1931,9 / 4244,1 = 0,455 \\ a &= (A - 2b_t) / A = (180,6 - 2 \cdot 30 \cdot 2,25) / 180,6 = 0,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{N,y,Rd} &= M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5a) \\ M_{N,y,Rd} &= 2683 \cdot 23,5 \cdot 0,545 \cdot 0,875 \\ M_{N,y,Rd} &= 300,67 \text{ kNm} > 21,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$n > a$ , άρα:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$\begin{aligned} M_{N,z,Rd} &= 1032 \cdot 23,5 \cdot (1 - (0,205 / 0,75)^2) \\ M_{N,z,Rd} &= 224,4 \text{ kNm} > 63,97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος διατομής του υποστυλώματος.

### 5.3.3 Έλεγχος λυγισμού του υποστυλώματος

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού θλιβόμενων μελών

Θα χρησιμοποιήσουμε τη μέθοδο των συντελεστών κατανομής δυσκαμψίας  $n_1$ ,  $n_2$  στα άκρα του υποστυλώματος

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού υποστυλώματος για λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα

<b>K11</b>	<b>K1</b>	<b>K12</b>
	<b>Kc</b>	

$$L_c = 500 \text{ cm}$$

$$L_1 = 450 \text{ cm}$$

$$L_{12} = L_{11} = 700 \text{ cm}$$

$$k_{cy} = I_{cy} / L_c = 43190 / 500 = 86,38$$

$$k_{1y} = I_{1y} / L_1 = 43190 / 450 = 95,98$$

$$k_{12} = 0,75 I_{12y} / L_{12} = 0,75 * 57680 / 700 = 61,8$$

$$k_{11} = 0,75 I_{11} / L_{11} = 61,8$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\text{Άρα } n_1 = 0,596$$

Για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα έχουμε ότι:

$$L_{cr} / L = 0,5 + 0,14 \cdot (n_1 + n_2) + 0,055 \cdot (n_1 + n_2)^2$$

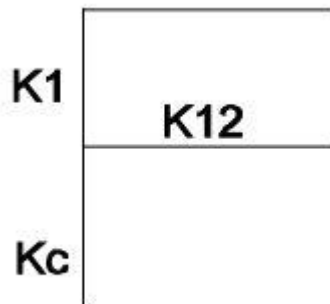
Άρα προκύπτει ότι

$$L_{cr} / L = 0,603$$

$$L_{cry} = 0,603 * 500$$

$$L_{cry} = \mathbf{301,5 \text{ cm}}$$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού υποστυλώματος για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα



$$\begin{aligned}L_c &= 500 \text{ cm} \\L_1 &= 450 \text{ cm} \\L_{12} &= 700 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$k_{cz} = I_{cz}/L_c = 10140/500 = 20,28$$

$$k_{1z} = I_{1z}/L_1 = 10140/450 = 22,53$$

$$k_{12} = 0,75 I_{12z}/L_{12} = 0,75 \cdot 10820/700 = 11,59$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12}}$$

Άρα  $n_1 = 0,79$

Για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα έχουμε ότι:

$$L_{cr}/L = 0,5 + 0,14 \cdot (n_1 + n_2) + 0,055 \cdot (n_1 + n_2)^2$$

Άρα προκύπτει ότι

$$\begin{aligned}L_{cr}/L &= 0,644 \\L_{crz} &= 0,644 \cdot 500 \\L_{crz} &= \mathbf{322,11 \text{ cm}}\end{aligned}$$

### 5.3.3.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

#### περί τον ισχυρό άξονα:

$$\varepsilon=1$$

$$\lambda_1=93,9_{\varepsilon}=93,9$$

$$\lambda_y = L_{cr y}/i_y = 301,5/15,46 = 19,5$$

$$\lambda = \lambda_y/\lambda_1 = 0,2077$$

$h/b=360/300=1,2 < 2$  και  $t_f < 100$  mm άρα για χάλυβα S235 έχουμε καμπύλη λυγισμού b περί τον y-y άξονα και ο συντελεστής ατελειών είναι  $\alpha=0,34$ .

Άρα προκύπτει ότι  $\Phi_y=0,523$  και  $\chi_y=0,997$

Οπότε

$$N=0,997*180,6*23,5/1,0= 4231 \text{ kN} > 1931,1 \text{ kN}$$

#### περί τον ασθενή άξονα:

$$\varepsilon=1$$

$$\lambda_1=93,9_{\varepsilon}=93,9$$

$$\lambda_z = L_{cr z}/i_z = 322,11/7,49 = 43,005$$

$$\lambda = \lambda_z/\lambda_1 = 0,458$$

$h/b=360/300=1,2 < 2$  και  $t_f < 100$  mm άρα για χάλυβα S235 έχουμε καμπύλη λυγισμού c περί τον z-z άξονα και ο συντελεστής ατελειών είναι  $\alpha=0,49$ .

Άρα προκύπτει ότι  $\Phi_z=0,668$  και  $\chi_z=0,866$

Οπότε

$$N=0,866*180,6*23,5/1,0= 3676,86 \text{ kN} > 1931,1 \text{ kN}$$

*Το υποστόλωμα περνάει τον έλεγχο σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.*

### 5.3.3.2 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μέλους υπό θλίψη και κάμψη

$k = 1,00$  (συντηρητική τιμή)

$k_w = 1,00$  (απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$L = 500$  cm

$I_z = 10140$  cm<sup>4</sup>

$I_w = 2883 \cdot 10^{-3}$

$I_t = 292,5$  cm<sup>4</sup>

$E = 21000$  kN/cm<sup>2</sup>

$G = 8077$  kN/cm<sup>2</sup> (το μέτρο διάτμησης)

$z_g = z_a = 0$  cm

(το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)

$C1 = 1,323$  (συντηρητική τιμή),

$C2 = 0, C3 = 0$  (για φόρτιση με ακραίες ροπές)

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \cdot \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)}$$

Προκύπτει  $M_{cr} = 186447,49$  kNcm

$\lambda_{LT} = 0,58$

$h/b = 360/300 = 1,2 < 2$  άρα καμπύλη a, επομένως  $\alpha_{LT} = 0,21$

Βρίσκουμε ότι  $\Phi_{LT} = 0,709$  και  $\chi_{LT} = 0,895$

Άρα  $M_{b,Rd} = 0,895 \cdot 2683 \cdot 23,5 / 1,0 = 564,38$  kNm  $> 63,97$  kNm

*Το υποστόλωμα περνάει και τον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.*

### 5.3.3.3 Έλεγχος σε θλίψη και διαξονική κάμψη

$$k_{yy} = \frac{C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)}{\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)}$$

$k_{yy} = 0,8 \cdot (1 + (0,2077 - 0,2) \cdot 1931,9 / (0,997 \cdot 4244))$

$k_{yy} = 0,803$

$$k_{zy} = 0,6 * k_{yy} = 0,6 * 0,803 = 0,482$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zz} = 0,8 * (1 + (2 * 0,458 - 0,6) * 1931,9 / (0,866 * 4244)) = 0,933$$

$$k_{yz} = 0,6 * k_{zz} = 0,6 * 0,933 = 0,56$$

$$1931,9 / (0,997 * 4244) + 0,803 * 6397 / (0,895 * 63050,5) + 0,332 * 2104 / 24252 = 0,576 < 1$$

$$1931,9 / (0,886 * 4244) + 0,482 * 6397 / (0,895 * 63050,5) + 0,933 * 2104 / 24252 = 0,649 < 1$$

*Το υποστύλωμα περνάει και τον τελευταίο και βασικό έλεγχο σε θλίψη και διαξονική κάμψη και επομένως το μέλος είναι ευσταθές.*

## 5.4 Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η διατομή που χρησιμοποιήθηκε για τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας είναι η τυποποιημένη HEB200, από χάλυβα ποιότητας S235.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι

$$A = 78,08 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 5696 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2003 \text{ cm}^4$$

Μήκος λυγισμού θεωρώ το μισό των χιαστί συνδέσμων, άρα:

$$L_{cr} = 0,5 * 7,8 = 3,91 \text{ m}$$

Υπολογίζουμε τις λυγηρότητες και βρίσκουμε:

$$\lambda_y = 0,4875 < 1,5$$

$$\lambda_z = 0,822 < 1,5$$

Μειωτικοί συντελεστές

**περί τον ισχυρό άξονα:**

είναι  $h/b = 1,00$  και  $t_f < 100 \text{ mm} \Rightarrow$  καμπύλη λυγισμού  $b \Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\Phi_y = 0,6677$$

$$\chi_y = 0,8897$$

**περί τον ασθενή άξονα:**

είναι  $h/b = 1,00$  και  $t_f < 100 \text{ mm}$   $\Rightarrow$  καμπύλη λυγισμού  $c \Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi_z = 0,99$$

$$\chi_z = 0,6483$$

- Θλιβόμενη διαγώνιος

Δρώσα αξονική δύναμη

$$N_{sd} = N_{Ed} + N_{vd}$$

όπου:

$N_{Ed} = 936,92 \text{ kN}$  αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 112,43 \text{ kN}$  αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων το σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Οπότε  $N_{sd} = 1049,35 \text{ kN}$

$$N_{bRdy} = 0,8897 * 23,5 * 78,08 / 1 = 1632,5 \text{ kN} > 1049,35 \text{ kN}$$

$$N_{bRdz} = 0,6483 * 23,5 * 78,08 / 1 = 1189,55 \text{ kN} > 1049,35 \text{ kN}$$

- Εφελκυσόμενη διαγώνιος

$$N_{rd} = 78,08 * 23,5 / 1 = 1834,88 > 1049,35 \text{ kN}$$



## 6 Συνδέσεις μελών

Για τον υπολογισμό των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα INSTANT 2015 EC3 Connections. Στο πρόγραμμα αυτό ο χρήστης εισάγει τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, καθώς και όλες τις λεπτομέρειες της σύνδεσης, και στη συνέχεια πραγματοποιείται έλεγχος της αντοχής της σύνδεσης με βάση τον Ευρωκώδικα.

### 6.1 Σύνδεση δοκού-υποστυλώματος

Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού:

Δοκός

$$N = 12,39 \text{ kN}$$

$$V = -167,80 \text{ kN}$$

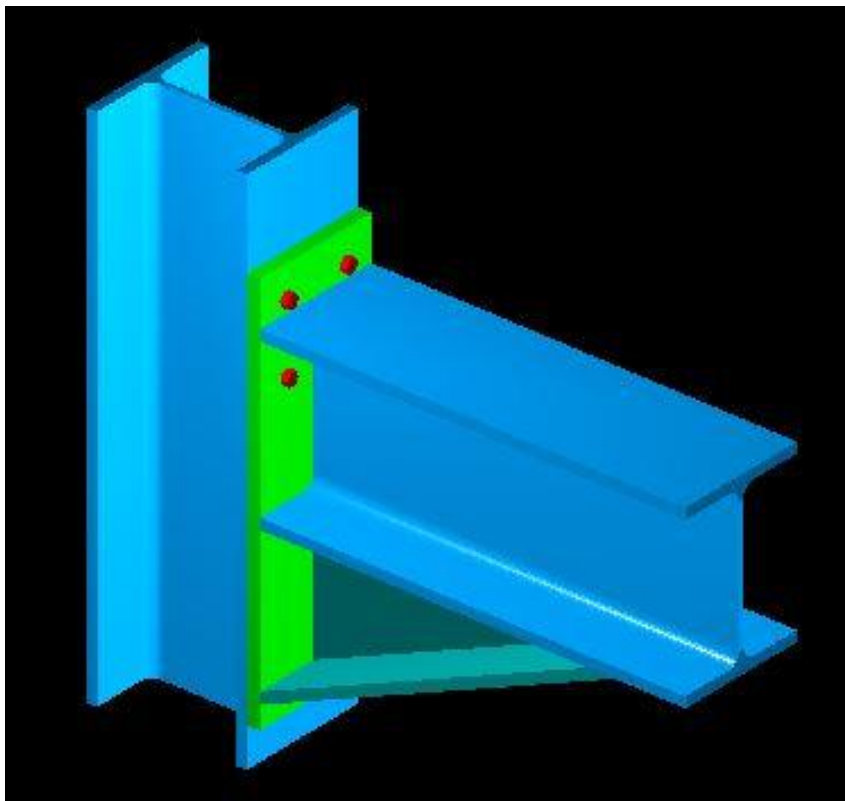
$$M = 203,25 \text{ kNm}$$

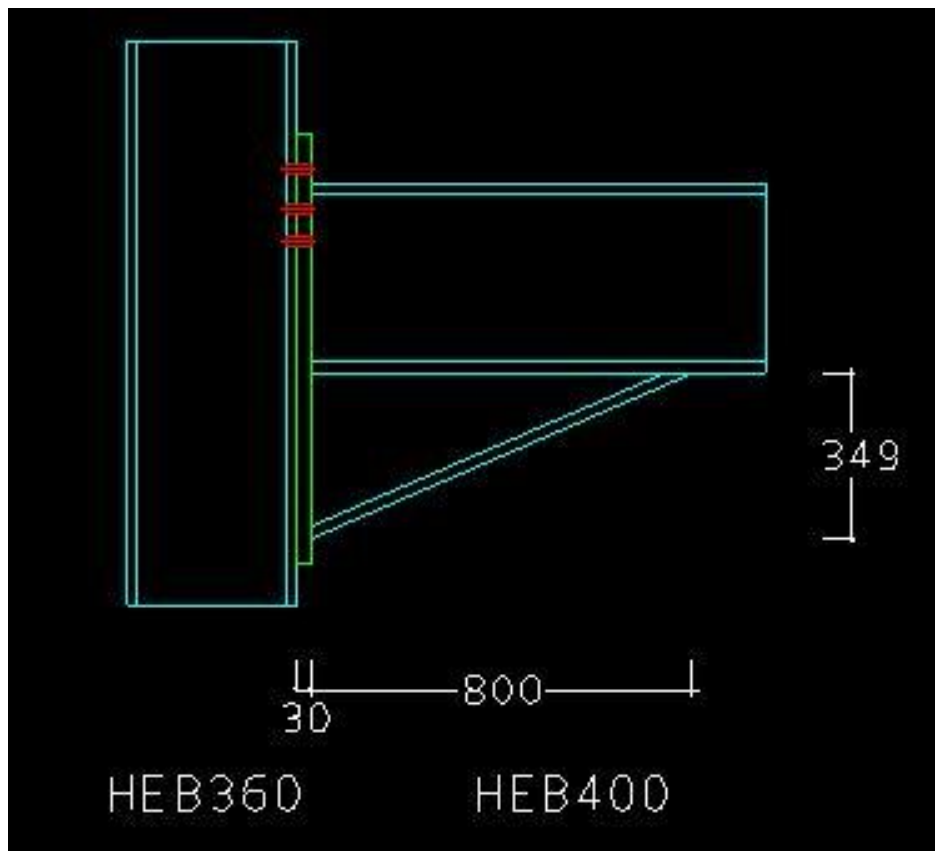
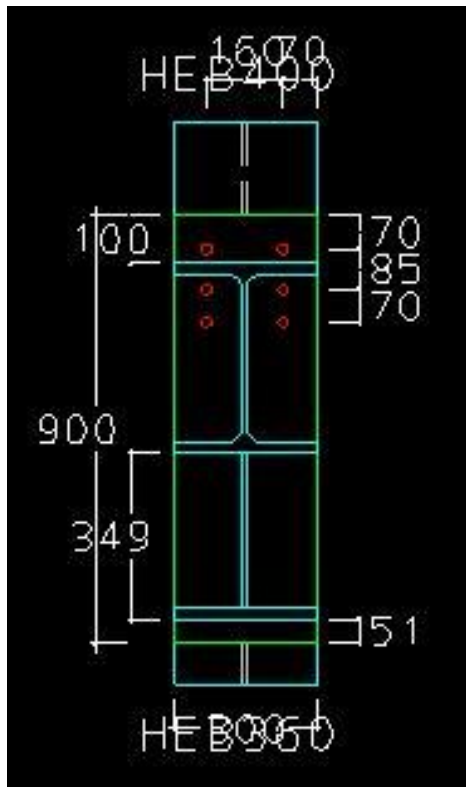
Υποσύλωμα

$$N = -2116,68 \text{ kN}$$

$$V = -11,30 \text{ kN}$$

$$M = -36,53 \text{ kNm}$$





=====

INSTANT

Έλεγχοι ( Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
Πίνακας αποτελεσμάτων )

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ

ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....: Dokos-  
Υποστυλωμα

Ημερομηνία.....  
: Μηχανικός.....: Δαλαμάγκας  
Άγγελος

Εργασία.....  
:

=====

**Σύνδεση: Δοκος-Υποστυλωμα**

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΕΝ 1993.1.1 (2005)

Φόρτιση				Δεξιά	δοκός	
		MSd/MRd		-MSd/MRd		Vsd /VRd
lc				0.48		0.81

Μέγιστοι Λόγοι

=====

Θετική ροπή MSd / Αντοχή σε ροπή MRd Δεξιάς δοκού .....: 0.48  
Απόλυτη τέμνουσα Vsd / Αντοχή σε τέμνουσα VRd Δεξιάς δοκού.....: 0.81

Παρατίθεται ο αναλυτικός έλεγχος της σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος, όπως εκτελέστηκε από το INSTANT:

=====  
INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Αναλυτική αναφορά )  
=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ  
=====

Αρχείο.....:ConnectDoc  
2

Ημερομηνία.....  
:  
Μηχανικός.....:Δαλαμάγκας  
Άγγελος

Εργασία.....  
:

ΜΟΝΑΔΕΣ  
=====

Μήκος.....: [  
mm ]  
Δύναμη.....: [  
kN ]  
Γωνία.....: [  
deg ]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ  
=====

Κανονισμός.....:ENV (1993-  
1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ  
=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

## Σύνδεση: Δοκος-Υποστώλωμα

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EN 1993.1.1 (2005)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)

Όνομα.....: Δοκος-Υποστώλωμα

Περιγραφή.....:

=====

### ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3

-  $NSd < 0.05 * Np1Rd$ , όπου

NSd : αξονική δύναμη στη δοκό

Np1Rd : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

Η μέθοδος ανάλυσης δεν ισχύει

για διατομές όπου ισχύει :

$dw/tw > 69 * \epsilon$

όπου :

$dw = h - 2 * (tf + \sqrt{2} * a)$

$\epsilon = \sqrt{235 / fy\_κορμού}$

### ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:

HEB400

Ύψος (h).....:

400.00mm

Πλάτος πέλματος (bf).....:

300.00mm

Πάχος πέλματος (tf).....:

24.00mm

Πάχος κορμού (tw).....:

13.50mm

Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:

27.00mm

Γωνία.....:

0.00deg

Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').....:

400.00mm

Μήκος (l).....:

0.00mm

Εμβαδόν διατομής (A).....:

19780.00mm<sup>2</sup>

Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό

άξονα.....: 576800000.00mm<sup>4</sup>

Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό

άξονα.....: 2880000.00mm<sup>3</sup>

Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό

άξονα.....: 3232000.00mm<sup>3</sup>

Ποιότητα υλικού.....:

S235

Όριο διαρροής πέλματος.....:

0.22kN/mm<sup>2</sup>

Όριο αστοχίας πέλματος.....:

0.36kN/mm<sup>2</sup>

Όριο διαρροής κορμού.....:

0.23kN/mm<sup>2</sup>

Όριο αστοχίας κορμού.....:

0.36kN/mm<sup>2</sup>

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp).....: 900.00mm  
Πλάτος (bp).....: 300.00mm  
Πάχος (tp).....: 30.00mm  
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού.....: 100.00mm  
Τύπος.....: Προεξέχουσα

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Ύψος (h).....: 349.00mm  
Πλάτος πέλματος (bf).....: 300.00mm  
Πάχος πέλματος (tf).....: 24.00mm  
Πάχος κορμού (tw).....: 13.50mm  
Μήκος (l).....: 800.00mm  
Γωνία.....: 23.57deg

ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος.....: ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ  
Διάμετρος (d).....: 20.00mm  
Διάμετρος οπής (d0).....: 22.00mm  
Εμβαδόν κοχλίας (A).....: 314.00mm<sup>2</sup>  
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....: 245.00mm<sup>2</sup>  
Πάχος κεφαλής κοχλίας.....: 13.00mm  
Πάχος παξιμαδιού.....: 16.00mm  
Ποιότητα.....: 8.8  
Όριο διαρροής.....: 0.64kN/mm<sup>2</sup>  
Όριο αστοχίας.....: 0.80kN/mm<sup>2</sup>  
Το επίπεδο διάτμησης δεν διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).....: 70.00mm  
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).....: 70.00mm  
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών.....: 160.00mm

Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλίων ..... :  
 1 και 2..... :  
 85.00mm  
 2 και 3..... :  
 70.00mm

**ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ**

=====

Διατομή..... :  
 HEB360  
 Ύψος (h)..... :  
 360.00mm  
 Πλάτος πέλματος (bf)..... :  
 300.00mm  
 Πάχος πέλματος (tf)..... :  
 22.50mm  
 Πάχος κορμού (tw)..... :  
 12.50mm  
 Ακτίνα καμπυλότητας (r)..... :  
 27.00mm  
 Εμβαδόν διατομής (A)..... :  
 18060.00mm<sup>2</sup>  
 Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό  
 άξονα..... :431900000.00mm<sup>4</sup>  
 Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό  
 άξονα..... :2400000.00mm<sup>3</sup>  
 Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό  
 άξονα..... :2683000.00mm<sup>3</sup>  
 Ποιότητα υλικού..... :  
 S235  
 Όριο διαρροής πέλματος..... :  
 0.22kN/mm<sup>2</sup>  
 Όριο αστοχίας πέλματος..... :  
 0.36kN/mm<sup>2</sup>  
 Όριο διαρροής κορμού..... :  
 0.23kN/mm<sup>2</sup>  
 Όριο αστοχίας κορμού..... :  
 0.36kN/mm<sup>2</sup>

\*\*\*\*\*

**Αποτελέσματα φόρτισης Ic**

\*\*\*\*\*

**ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ**

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	12.39kN	-167.80kN	203250.00kNmm
Υποστυλώμα	-2116.68kN	-11.30kN	-36530.00kNmm
Πάν.Υποστυλώμα	0.00kN	0.00kN	0.00kNmm

\*\*\*\*\*

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ**

\*\*\*\*\*

**ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ {J.3.5.2}**

=====

Εμβαδόν διάτμησης κορμού υποστυλώματος..... :  
 6056.25mm<sup>2</sup>

Συντελεστής β {Πίν. 5.4}.....	1.00
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος.....	
672.30kN	
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος/β.....	
672.30kN	

**ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΕΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.5}**

=====

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα 6.8)

e.....	:
70.00mm	
e <sub>min</sub> .....	:
70.00mm	
m.....	:
52.15mm	
n.....	:
65.19mm	

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ T/Πίνακας 6.4

-----

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

-----

* Σειρά κοχλιών No.....	:1
Ενεργό μήκος 1.....	:
218.05mm	
Ενεργό μήκος 2.....	:
218.05mm	

* Σειρά κοχλιών No.....	:2
Ενεργό μήκος 1.....	:
296.10mm	
Ενεργό μήκος 2.....	:
296.10mm	

* Σειρά κοχλιών No.....	:3
Ενεργό μήκος 1.....	:
218.05mm	
Ενεργό μήκος 2.....	:
218.05mm	

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

-----

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:1+2
Ενεργό μήκος 1.....	:
225.00mm	
Ενεργό μήκος 2.....	:
225.00mm	

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:2+3
Ενεργό μήκος 1.....	:
210.00mm	
Ενεργό μήκος 2.....	:
210.00mm	

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:1+2+3
Ενεργό μήκος 1.....	:
295.00mm	
Ενεργό μήκος 2.....	:
295.00mm	



ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ {6.2.6.4.1}

Α.ΣΧ. σε εφελκυσμό κοχλία.....: 141.12kN

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

Διαμήκεις θλιπτικές τάσεις στο πέλμα.....: 0.00kN/mm<sup>2</sup>

Μειωτικός συντελεστής k<sub>fc</sub> που οφείλεται στις διαμήκεις

θλιπτικές τάσεις.....: 1.00

Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως T {6.2.4} Πίν. 6.2

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:1

Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))

- M<sub>p11Rd</sub>.....: 5644.83kNm

- M<sub>p12Rd</sub>.....: 5644.83kNm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....: 432.97kN

Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....: 253.02kN

Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....: 282.24kN

Αντοχή σχεδιασμού.....: 253.02kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:2

Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))

- M<sub>p11Rd</sub>.....: 7665.37kNm

- M<sub>p12Rd</sub>.....: 7665.37kNm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....: 587.95kN

Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....: 287.46kN

Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....: 282.24kN

Αντοχή σχεδιασμού.....: 282.24kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:3

Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))

- M<sub>p11Rd</sub>.....: 5644.83kNm

- M<sub>p12Rd</sub>.....: 5644.83kNm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....: 432.97kN

Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....: 253.02kN

Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....: 282.24kN

Αντοχή σχεδιασμού.....: 253.02kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

-----  
 Διαμήκειες θλιπτικές τάσεις στο πέλμα..... :  
 0.00kN/mm<sup>2</sup>  
 Μειωτικός συντελεστής k<sub>fc</sub> που οφείλεται στις διαμήκειες  
 θλιπτικές τάσεις..... : 1.00

A.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως T {6.2.4} Πίν. 6.2  
 -----

\* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .....:1+2  
 Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))  
 - M<sub>p11Rd</sub>..... :  
 5824.75kNmm  
 - M<sub>p12Rd</sub>..... :  
 5824.75kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος..... :  
 446.77kN  
 Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλίων με διαρροή πέλματος..... :  
 412.88kN  
 Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλίων..... :  
 564.48kN  
 Αντοχή σχεδιασμού..... :  
 412.88kN

\* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .....:2+3  
 Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))  
 - M<sub>p11Rd</sub>..... :  
 5436.43kNmm  
 - M<sub>p12Rd</sub>..... :  
 5436.43kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος..... :  
 416.98kN  
 Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλίων με διαρροή πέλματος..... :  
 406.26kN  
 Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλίων..... :  
 564.48kN  
 Αντοχή σχεδιασμού..... :  
 406.26kN

\* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .....:1+2+3  
 Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))  
 - M<sub>p11Rd</sub>..... :  
 7636.90kNmm  
 - M<sub>p12Rd</sub>..... :  
 7636.90kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος..... :  
 585.76kN  
 Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλίων με διαρροή πέλματος..... :  
 600.57kN  
 Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλίων..... :  
 846.72kN  
 Αντοχή σχεδιασμού..... :  
 585.76kN

**ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.7}**  
 =====

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα 6.10)  
 e..... :  
 70.00mm

m.....: :  
69.86mm  
ex.....: :  
70.00mm  
mx.....: :  
26.61mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ T/Πίνακας 6.6  
-----

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
-----

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:1  
Ενεργό μήκος 1.....: :  
150.00mm  
Ενεργό μήκος 2.....: :  
150.00mm

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:2  
Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα 6.11)  
m1.....: :  
69.86mm  
m2.....: :  
27.61mm  
λ1.....: 0.4995  
λ2.....: 0.1974  
α.....: 7.206  
Ενεργό μήκος 1.....: :  
438.92mm  
Ενεργό μήκος 2.....: :  
503.39mm

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:3  
Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα 6.11)  
m1.....: :  
69.86mm  
m2.....: :  
247.61mm  
λ1.....: 0.4995  
λ2.....: 1.7704  
α.....: 6.283  
Ενεργό μήκος 1.....: :  
438.92mm  
Ενεργό μήκος 2.....: :  
438.92mm

2) Σειρές κοχλιών/τιμήμα της ομάδας κοχλιών  
-----

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:2+3  
Ενεργό μήκος 1.....: :  
578.92mm  
Ενεργό μήκος 2.....: :  
645.38mm

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
-----

A.ΣX.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {6.2.4}  
-----

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:1  
Πλαστική A.ΣX. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))  
- Mp11Rd.....: :  
6903.41kNmm  
- Mp12Rd.....: :

6903.41kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....: 1037.88kN  
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....: 387.44kN  
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....: 282.24kN  
Αντοχή σχεδιασμού.....: 282.24kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:2  
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))  
- Mp11Rd.....: 20200.18kNmm  
- Mp12Rd.....: 23167.26kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....: 1156.68kN  
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....: 472.57kN  
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....: 282.24kN  
Αντοχή σχεδιασμού.....: 282.24kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:3  
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))  
- Mp11Rd.....: 20200.18kNmm  
- Mp12Rd.....: 20200.18kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....: 1156.68kN  
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....: 430.14kN  
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....: 282.24kN  
Αντοχή σχεδιασμού.....: 282.24kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {6.2.4}

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:2+3  
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (6.2.4.1(7))  
- Mp11Rd.....: 26643.36kNmm  
- Mp12Rd.....: 29702.21kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....: 1525.62kN  
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....: 707.29kN  
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....: 564.48kN  
Αντοχή σχεδιασμού.....: 564.48kN

**ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.6}**

=====

Το ενεργό πλάτος του κορμού υποστ. σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος της ισοδύναμης ένωσης βραχέως T του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη

Ενεργό πάχος  $t_{\text{weff}}$  κορμού υποστ/τος σε εφελκυσμό.....: 12.50mm

## 1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

-----

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:1  
Μειωτικός συν/τής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.8897  
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:  
518.07kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:2  
Μειωτικός συν/τής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.8205  
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:  
648.75kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:3  
Μειωτικός συν/τής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.8897  
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:  
518.07kN

## 2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

-----

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:1+2  
Μειωτικός συν/τής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.8838  
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:  
531.01kN

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:2+3  
Μειωτικός συν/τής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.8965  
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:  
502.75kN

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:1+2+3  
Μειωτικός συν/τής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.8215  
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:  
647.13kN

**ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.3}**

=====

Ενεργό πάχος  $t_{\text{weff}}$  κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.....: 12.50mm

Ενεργό πλάτος  $b_{\text{eff}}$  κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.....: 333.68mm

Μειωτικός συντελεστής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.7865  
Μειωτικός συντελεστής  $\rho$  για λυγισμό πλάκας.....: 0.99  
Μειωτικός συντελεστής  $k_{\text{wc}}$  που οφείλεται στις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις.....: 1.00  
Αντοχή Σχεδιασμού σε θλίψη κορμού υποστυλώματος.....: 693.42kN

**ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.8}**

=====

Το ενεργό πλάτος του κορμού δοκού σε εφελκυσμό είναι ίσο

με το ενεργό μήκος ισοδύναμης ένωσης βραχέως T  
της μετωπικής πλάκας σε κάμψη

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
-----

\* Σειρά κοχλιών No.....:2  
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:  
1265.88kN

\* Σειρά κοχλιών No.....:3  
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:  
1265.88kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών  
-----

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:2+3  
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:  
1669.65kN

**ΚΟΡΜΟΣ ΚΑΙ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.4}**  
=====

Αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενίσχυσης κόμβου.....:  
1349.87kN

**ΑΝΤΟΧΕΣ ΚΟΧΛΙΩΝ {J.3.6.2}**  
=====

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
-----

\* Σειρά κοχλιών No.....:1  
- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....:  
672.30kN

- Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....:  
693.42kN

- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....:  
1349.87kN

- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:  
253.02kN

- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:  
518.07kN

- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:  
282.24kN

- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 1].....:  
253.02kN

\* Σειρά κοχλιών No.....:2  
- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....:  
419.28kN

- Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....:  
440.41kN

- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....:  
1096.85kN

- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:  
282.24kN

- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:  
648.75kN

- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:  
282.24kN

- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 1265.88kN  
 - Κοχλίες σε εφελκυσμό.....: 268.13kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών  
 -----

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:1+2  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 159.87kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 277.99kN  
 - Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 2].....: 159.87kN

\* Σειρά κοχλιών No.....:3  
 - Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....: 259.41kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....: 280.54kN  
 - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....: 936.99kN  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 253.02kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 518.07kN  
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 282.24kN  
 - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 1265.88kN  
 - Κοχλίες σε εφελκυσμό.....: 268.13kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών  
 -----

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:2+3  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 246.40kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 342.89kN  
 - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 1509.78kN  
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 404.61kN

\* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....:1+2+3  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 172.88kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 234.25kN  
 - Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 3].....: 172.88kN

**ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ**  
 =====

\* Σειρά κοχλιών No.....:1  
 Τρόπος αστοχίας .....: Πέλμα  
 υποστυλώματος σε κάμψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 1].....: 253.02kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:2  
 Τρόπος αστοχίας .....: Πέλημα  
 υποστυλώματος σε κάμψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 2].....:  
 159.87kN

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:3  
 Τρόπος αστοχίας .....: Πέλημα  
 υποστυλώματος σε κάμψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 3].....:  
 172.88kN

**ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ**

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {6.2.7.2}  
 MRd.....:408895.53kNmm

Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....: 0.50  
 Η αντοχή σε ροπή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

**ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλίας {Πίνακας 3.4}.....:  
 241.15kN

Αντοχή σε διάτμηση όλων των σειρών κοχλιών που υπόκεινται  
 σε διάτμηση και εφελκυσμό.....:  
 206.70kN

A.σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....:  
 0.00kN

A.σε σύνθλιψη άντυγας των εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....:  
 1575.82kN

A.σε σύνθλιψη άντυγας των μη εφελκ/νων σ.κοχλιών.....:  
 0.00kN

A.σε διάτμηση των εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....:  
 206.70kN

A.σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....:  
 0.00kN

Συνολική αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....:  
 206.70kN

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....:  
 206.70kN

Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....: 0.81

Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

**ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ**

=====

\* Το πάχος των συγκολλήσεων του κορμού δοκού  
 στην μετωπική πλάκα είναι.....:  
 3.00mm

- Η απαιτούμενη τιμή είναι.....:  
 3.00mm

\* Το πάχος των συγκολλήσεων του πέλατος δοκού  
 στην μετωπική πλάκα είναι.....:  
 3.00mm

- Η απαιτούμενη τιμή για μεταθετό πλαίσιο είναι.....:  
 11.00mm

- Η απαιτούμενη τιμή για αμετάθετο πλαίσιο είναι.....:  
 12.00mm



**ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ**  
**ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ**  
 =====

Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.4}**  
 =====

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k1	
* Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην διατεμνόμενη περιοχή.....:	
Παράμετρος β {Πίν. 5.4}.....:	1.00
Μοχλοβράχιονας z {6.3.3.1 (3)}.....:	
697.06mm	
** Συντελεστής δυσκαμψίας k1.....:	
3.30mm	
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k2	
* Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην θλιβόμενη περιοχή.....:	
Ενεργό πλάτος beff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.....:	
333.68mm	
Ενεργό πάχος tweff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.....:	
12.50mm	
** Συντελεστής δυσκαμψίας k2.....:	
11.19mm	
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k3	
* Πέλμα υποστυλώματος, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό	
** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T	
{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες	
ή τμήμα ομάδας κοχλιών }	
Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....:	
112.50mm	
Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....:	
77.50mm	
Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....:	
105.00mm	
Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα 6.8) m.....:	
52.15mm	
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 1.....:	
3.77mm	
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 2.....:	
2.60mm	
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 3.....:	
3.52mm	
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k4	
* Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό, για ενισχυμένη ή μή	
σύνδεση με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό	
** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T	
{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες	
ή τμήμα ομάδας κοχλιών }	
Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....:	
112.50mm	
Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....:	
77.50mm	
Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....:	
105.00mm	
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 1.....:	
8.13mm	
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 2.....:	
5.60mm	

\*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 3.....: 7.59mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k5

\* Μετωπική πλάκα, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό .....

\*\* Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T  
{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
ή τμήμα ομάδας κοχλιών }

Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....: 150.00mm

Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....: 289.46mm

Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....: 289.46mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα 6.10) m.....: 26.61mm

\*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 1.....: 193.54mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα 6.10) m.....: 69.86mm

\*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 2.....: 20.63mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα 6.10) m.....: 69.86mm

\*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 3.....: 20.63mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k7

\* Κοχλίες, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό.....:

Πάχος bolt head.....: 13.00mm

Πάχος of the bolt nut.....: 16.00mm

\* Σειρά κοχλιών No.....:1  
Μήκος Lb κοχλίας.....:

67.00mm  
\*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....: 5.85mm

\* Σειρά κοχλιών No.....:2  
Μήκος Lb κοχλίας.....:

67.00mm  
\*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....: 5.85mm

\* Σειρά κοχλιών No.....:3  
Μήκος Lb κοχλίας.....:

67.00mm  
\*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....: 5.85mm

#### **ΕΝΕΡΓΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}**

=====

Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας .....

\* Σειρά κοχλιών No 1 : keff.....: 1.77mm

\* Σειρά κοχλιών Νο 2 : keff.....: 1.28mm  
 \* Σειρά κοχλιών Νο 3 : keff.....: 1.57mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ {6.3.3.1 (3)}  
 =====

Απόσταση hr μεταξύ σειράς κοχλιών και κέντρου θλίψης  
 \* Σειρά κοχλιών Νο 1.....: 767.00mm  
 \* Σειρά κοχλιών Νο 2.....: 682.00mm  
 \* Σειρά κοχλιών Νο 3.....: 612.00mm  
 Ισοδύναμος μοχλοβραχίονας z .....: 697.06mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ {6.3.3.1 (1)}  
 =====

Ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας keq.....: 4.58mm  
 ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {6.3.1 (4)}  
 =====

\* Ιδεατή ακαμψία  
 Sj.....: 2917007.25kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {6.1.2.4}  
 =====

\* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3  
 για πλαστική ανάλυση

**ΚΑΤΑΤΑΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ**  
 =====

\* Ταξινόμηση με την ακαμψία  
 ΑΡΘΡΩΤΗ για  $l(\deltaοκού) \leq L1$   
 ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ για  $L1 < l(\deltaοκού) < L2$   
 ΑΚΑΜΠΤΗ για  $L2 \leq l(\deltaοκού)$   
 Για μεταθετό πλαίσιο .....: 362.37mm  
 - L1 είναι ίσο με.....: 5797.85mm  
 - L2 είναι ίσο με.....:  
 Για αμετάθετο πλαίσιο .....: 362.37mm  
 - L1 είναι ίσο με.....: 18118.29mm  
 - L2 είναι ίσο με.....:

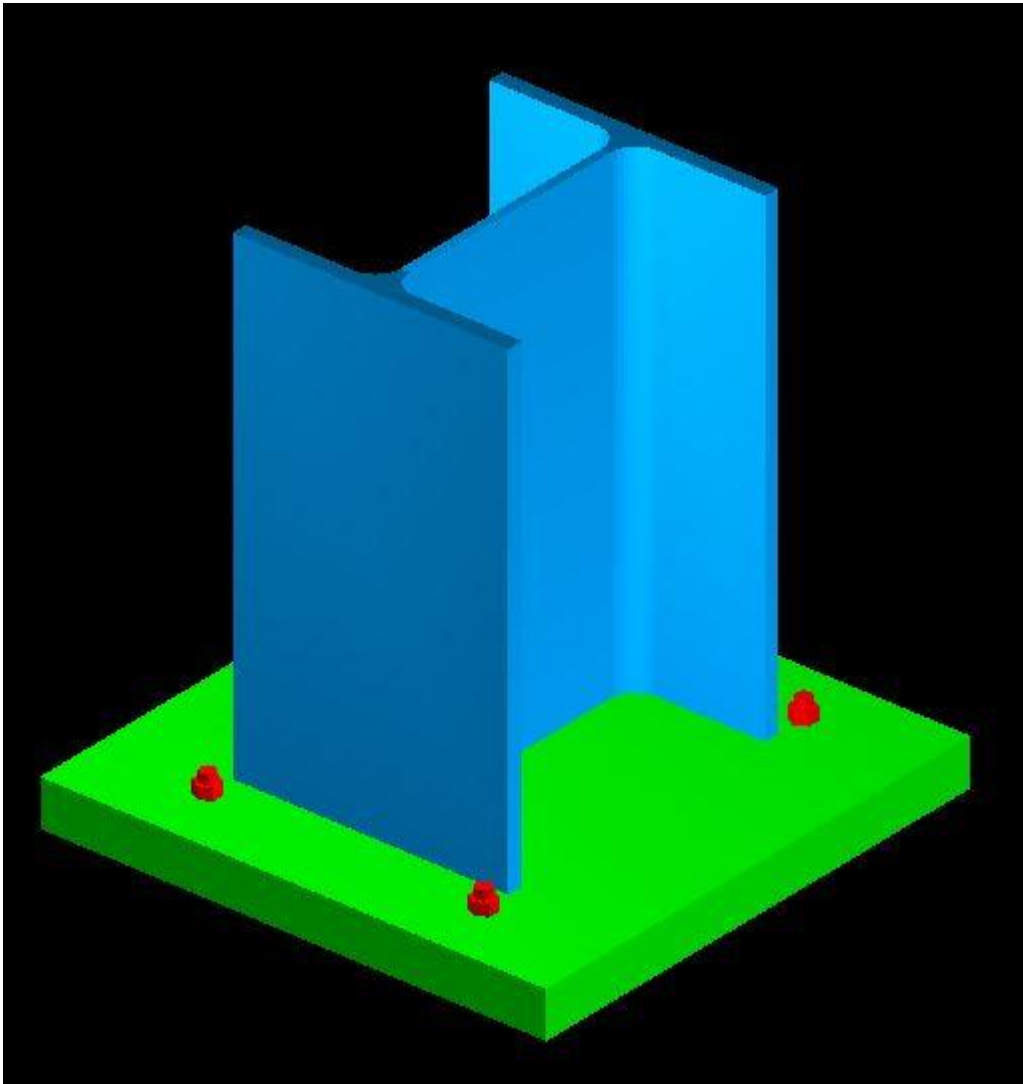
## 6.2 Έδραση υποστυλώματος

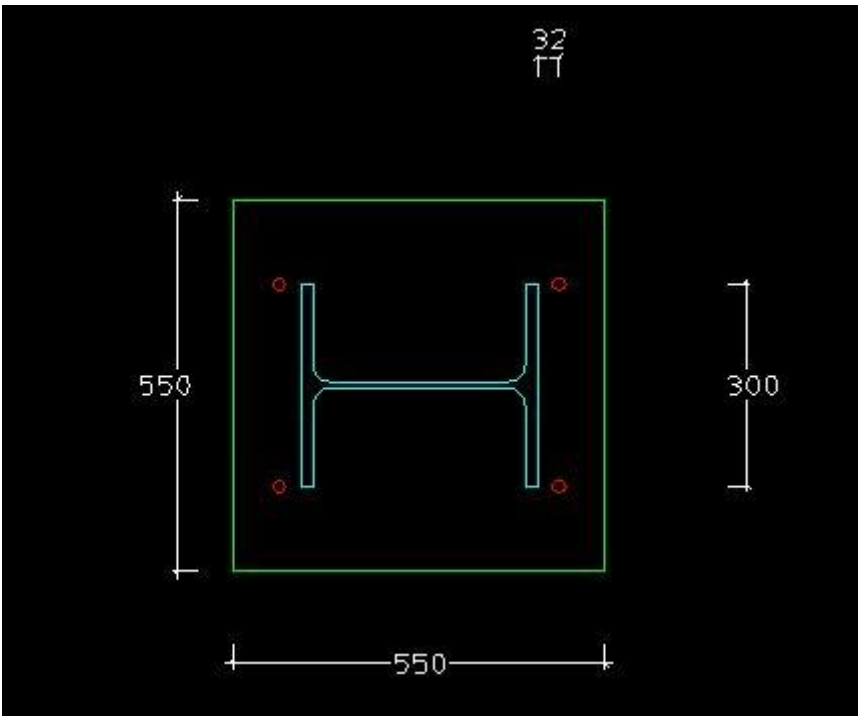
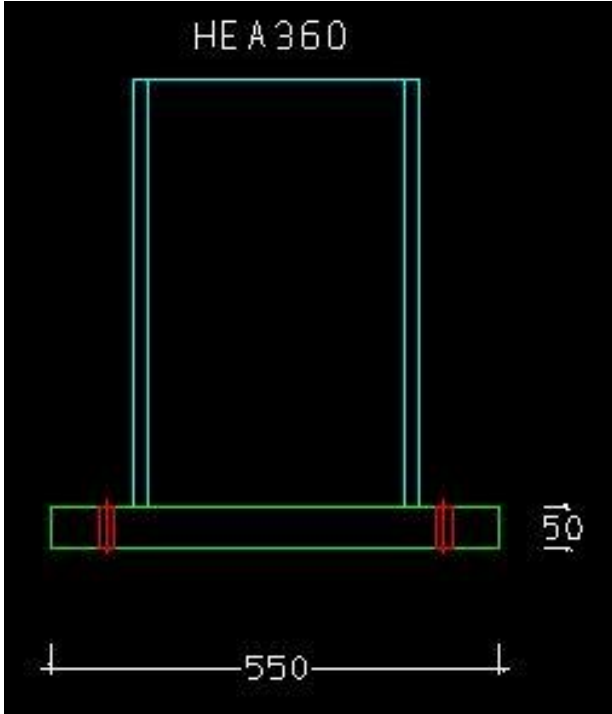
Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού:

$N = 1980 \text{ kN}$

$V = 29 \text{ kN}$

$M = 87 \text{ kNm}$





=====

INSTANT

Έλεγχος ( Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
Πίνακας αποτελεσμάτων )

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ

=====

ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αρχείο.....:Edrasi  
Υpostilwmatos

Ημερομηνία.....  
:

Μηχανικός.....:Δαλαμάγκας  
Εργασία.....:Edrasi  
Υpostulwmatos

=====

**Σύνδεση:έδραση υποστύλωματος**

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΕΝ 1993.1.1 (2005)

Φόρτιση | Σκυρό-|Αγκύρια| Πλάκα |Εφελκ.|Νευρώσεις|Διατηρητ.|Συγκολλ-  
| δεμα | |έδρασης| Ζώνη | |στοιχείο|λήσεις

-----  
lc | 0.71| - | 0.92 | - | - | - | 0.92

Μέγιστοι Λόγοι

=====

Θλιπτική τάση ακμής pm / Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση....: 0.71  
Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος πλάκας έδρασης / Πάχος (χρήστη).....: 0.92  
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης / Πάχος συγκόλλησης (χρήστη).....: 0.92



## Σύνδεση: εδραση υποστύλων

ΕΛΕΓΧΟΙ	ΣΥΜΦΩΝΑ	ΜΕ	ΕΝ	1993.1.1	(2005)
ΕΔΡΑΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	ΤΗΣ	Η	ΣΥΝΔΕΣΗΣ
Όνομα.....	: εδραση υποστύλων				(ΠΑΚΤΩΣΗ)
Περιγραφή.....	:				

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Διατομή.....	:
HEA360	
Ύψος (h).....	: 350.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	: 300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	: 17.50mm
Πάχος κορμού (tw).....	: 10.00mm
Ποιότητα υλικού.....	:
S235	
Όριο διαρροής.....	:
0.22kN/mm2	

ΠΛΑΚΑ	ΕΔΡΑΣΗΣ
=====	
Πλευρά (hp).....	: 550.00mm
Πλευρά (bp).....	: 550.00mm
Πάχος (tp).....	: 50.00mm
Ποιότητα υλικού.....	:
S235	
Όριο διαρροής.....	:
0.22kN/mm2	
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw).....	: 12.00mm
Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα (af).....	: 12.00mm

### ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Ποιότητα.....	:
C16	
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού.....	:
0.01067kN/mm2	
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού.....	:
0.00095kN/mm2	
Μέτρο Ελαστικότητας.....	:
28.00kN/mm2	
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ <sub>c</sub> .....	: 1.5
Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων K <sub>j</sub> .....	: 1.5

ΑΓΚΥΡΙΑ	(ΜΕ	ΑΓΚΙΣΤΡΟ)
=====		
Διάμετρος (d).....	:	16.00mm
Ποιότητα.....	:	
8.8		
Όριο διαρροής.....	:	
0.64kN/mm2		
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης.....	:	24.00mm
Διάμετρος αγκίστρου (D).....	:	50.00mm
Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l <sub>2</sub> ).....	:	100.00mm
Μήκος αγκυρίου (H).....	:	500.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ	ΑΓΚΥΡΙΩΝ
=====	
Αριθμός αγκυρίων.....	: 4
Απόσταση από άκρο (e <sub>1</sub> ).....	: 300.00mm



Απόσταση από άκρο (e2) .....: 32.00mm

**ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ**

=====

- \* Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διατήρηση.
- \* Τραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).
- \* Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκυσόμενα αγκύρια σε διαφορετικές αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα, το κέντρο εφαρμογής της συνισταμένης εφελκυσμού υπολογίζεται θεωρώντας ότι όλα τα αγκύρια παραλαμβάνουν ίση εφελκυστική δύναμη (υπερ της ασφάλειας).
- \* Τα θλιβόμενα αγκύρια αγνοούνται στους υπολογισμούς.
- \* Οι ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης της πλάκας έδρασης θεωρούνται ανεξάρτητα από τις τάσεις λόγω επαφής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης.
- \* Το μέγιστο ενεργό πλάτος των ελασμάτων στην ζώνη των εφελκυσόμενων αγκυρίων είναι (ανά αγκύριο) ίσο με π.α2.
- \* Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πελμάτων υποστυλώματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκειμένης σε πίεση ίση με την μέση τιμή της εφαρμοζόμενης από την επαφή με το σκυρόδεμα.
- \* Ο έλεγχος της ακαμψίας της πλάκας έδρασης γίνεται με βάση σχέση πειραματικής προέλευσης.
- \* Για τον έλεγχο των συγκολλήσεων θεωρείται ότι:
  - η συγκόλληση γίνεται με περιμετρικές συνεχείς εξωραφές. Οι εξωραφές των πελμάτων και του κορμού διατομών I είναι διπλές και του ιδίου πάχους για τα δύο πέλατα, ενώ για κοιλοδοκούς είναι μονές.
  - η αξονική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή όλων των εξωραφών.
  - η διατμητική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών του κορμού.
  - η ροπή σχεδιασμού αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών των πελμάτων.
- \* Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μόνο μέσω τριβής μεταξύ του θλιβόμενου τμήματος της πλάκας έδρασης και του σκυροδέματος ή μέσω πρόσθετου διατμητικού στοιχείου (αγνοείται η συμμετοχή των αγκυρίων). Ο συντελεστής τριβής ισούται με 0.3.
- \* Η εφελκυστική δύναμη στα αγκύρια μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μέσω:
  - συνάφειας και τριβής στην περίπτωση αγκυρίων με άγκιστρο (καμπύλο).
  - συνάφειας και πίεσης στην περίπτωση αγκυρίων με πλάκα αγκύρωσης.

\*\*\*\*\*

**Αποτελέσματα φόρτισης 1c**

\*\*\*\*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ

ΜΕΓΕΘΗ

=====

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Υποστύλωμα	1980.00kN	29.00kN	87000.00kNm

**ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ**

=====

Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας  
Αριθμός εφελκυσόμενων αγκυρίων.....:0

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

=====

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής pm.....: 0.00968kN/mm<sup>2</sup>  
Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση.....: 0.01360kN/mm<sup>2</sup>  
Λόγος pm/sbc.....: 0.71  
Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ**

=====

Δεν αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ**

=====

Δεν γίνεται έλεγχος

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ**

=====

Δυσμενέστερη περιοχή .....: υπ/ματος  
 παράλληλα με τον κορμό του  
 Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$  minimum) .....: 46.00mm  
 Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ( $t_p \geq t_p$  minimum)

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ**

=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$  minimum) .....: 28.00mm  
 Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ( $t_p \geq t_p$  minimum)

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας .....: 7.00mm  
 Η συγκόλληση είναι .....: ΕΠΑΡΚΗΣ

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας .....: 11.00mm  
 Η συγκόλληση είναι .....: ΕΠΑΡΚΗΣ

Ορθή τάση .....: 0.14kN/mm<sup>2</sup>

Διατμητική τάση .....: 0.10kN/mm<sup>2</sup>

Αντοχή .....: 0.22kN/mm<sup>2</sup>

Λόγος .....: 0.63  
 Η αντοχή είναι .....: ΕΠΑΡΚΗΣ

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ**

=====

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης ( $F_c$ ) .....: 1980.00kN

Δεν απαιτείται στοιχείο διάτμησης (ισχύει  $V < 0.3 \cdot F_c$ )

## 7 Σύνοψη

Ο σχεδιασμός του τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου έγινε σύμφωνα με τις απαιτήσεις που ορίζουν τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, σχετικά με την ασφάλεια και τη λειτουργικότητα των κτιριακών κατασκευών. Για την εξασφάλιση των παραπάνω απαιτήσεων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 για την ανάλυση του κτιρίου, ενώ ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε στη συνέχεια από το μελετητή, με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων και με την ακριβή τήρηση των κανονισμών και διατάξεων του Ευρωκώδικα.

## Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Αναστασιάδης Κ. (1989). «Αντισεισμικές κατασκευές Ι», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
7. Chopra K.Anil (2007). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
9. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
10. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
11. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
12. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
13. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
14. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
15. EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
16. Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
17. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.