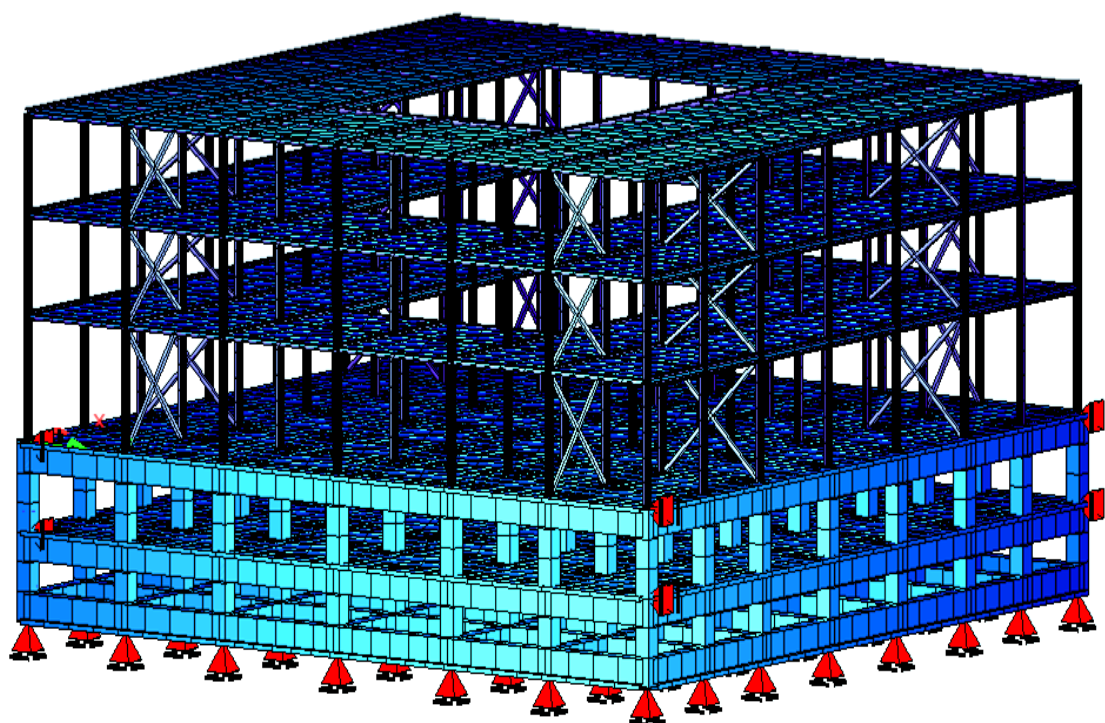




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Σύμμικτου Τριώροφου Εμπορικού Κέντρου με Αίθριο



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Άννα Ζέρβα

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/69

Ζέρβα Άννα (2013).  
Σχεδιασμός σύμμικτου τριώροφου εμπορικού κέντρου με αίθριο  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/69  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Zerva Anna (2013).  
Design of a three storey composite shopping mall  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/69  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	1
Abstract .....	2
Ευχαριστίες.....	3
1 Εισαγωγή .....	4
1.1 Γενικά .....	4
1.2 Η χρήση και η κατασκευή των μεταλλικών κατασκευών. ....	4
1.3 Τα εμπορικά κέντρα .....	5
1.3.1 Γενικά.....	5
1.3.2 Η εξέλιξη των εμπορικών κέντρων .....	6
1.4 Προγράμματα ανάλυσης και ελέγχου του φορέα .....	13
1.4.1 Sofistik 2012.....	13
1.4.2 Instant2000 .....	13
2 Περιγραφή Έργου.....	14
2.1 Κατασκευαστικά Στοιχεία .....	14
3 Φορτία Κατασκευής.....	20
3.1 Γενικά Στοιχεία.....	20
3.2 Κατηγορίες Δράσεων.....	20
3.2.1 Γενικά.....	20
3.2.2 Μόνιμες Δράσεις (ή νεκρά φορτία).....	21
3.2.3 Μεταβλητές Δράσεις(ή κινητά φορτία).....	21
3.2.4 Φορτία Χιονιού .....	24
3.2.5 Δράσεις Ανέμου .....	27
4 Συνδυασμοί Δράσεων .....	58
4.1 Γενικά .....	58
4.2 Οριακές Καταστάσεις.....	58
4.3 Καταστάσεις Σχεδιασμού .....	59
4.4 Συνδυασμός Δράσεων .....	59
4.4.1 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία.....	62
5 Σεισμικές Δράσεις.....	73
5.1 Γενικά .....	73
5.2 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας.....	73
5.3 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (ag).....	74
5.4 Συντελεστής σπουδαιότητας (γI).....	75
5.5 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους. ....	75
5.6 Συντελεστής συμπεριφοράς (q).....	76
5.7 Φάσμα Σχεδιασμού.....	77
5.7.1 Γενικά.....	77
5.7.2 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά.....	78
5.8 Σεισμική απόκριση κατασκευής.....	81

6	Έλεγχος Μεταλλικών Στοιχείων.....	90
6.1	Έλεγχος κύριας δοκού ΗΕΒ400.....	90
6.2	Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού ΗΕΒ200.....	93
6.3	Έλεγχος υποστυλώματος ΗΕΒ300.....	96
6.4	Έλεγχος διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας ΗΕΒ180.....	102
6.5	Έλεγχος διαδοκίδας ΙΡΕ240.....	104
6.6	Έλεγχος μετατοπίσεων – σχετική μετακίνηση ορόφων.....	106
7	Συνδέσεις Μελών.....	108
7.1	Γενικά.....	108
7.2	Συνδέσεις και κόμβοι.....	108
7.3	Έλεγχοι των συνδέσεων στην παρούσα εργασία.....	109
8	Κύρια δοκός σε υποστύλωμα.....	113
8.1	ΔΕΔΟΜΕΝΑ.....	114
8.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [LC904(Vzmin)].....	115
8.2.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ.....	115
9	Διαδοκίδα σε κύρια δοκό.....	119
9.1	ΔΕΔΟΜΕΝΑ.....	119
9.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [LC(Ίδιο βάρος+κινητά)].....	121
9.2.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ.....	121
10	Έδραση υποστυλώματος.....	124
10.1	ΔΕΔΟΜΕΝΑ.....	124
10.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [LC906(Mymin)].....	127
11	Σύνοψη.....	131
12	Βιβλιογραφία.....	132

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2013/69

**Σχεδιασμός σύμμικτου τριώροφου εμπορικού κέντρου με αίθριο**

Ζέρβα Άννα (Επιβλέπων Ι. Ραυτογιάννης)

**Περίληψη**

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η στατική και δυναμική ανάλυση ενός εμπορικού κέντρου με αίθριο, αποτελούμενο από πέντε στάθμες (δύο υπόγεια, ισόγειο και δύο ορόφους) και μεταλλικό σκελετό με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Χ. Στα κεφάλαια που ακολουθούν περιγράφεται η πορεία μελέτης της κατασκευής αυτής.

Η παρούσα μελέτη αρχίζει με μια σύντομη εισαγωγή που αφορά την εξέλιξη στην χρήση των μεταλλικών κατασκευών και τα βασικά βήματα κατασκευής τους. Επίσης, γίνεται μια αναφορά στα εμπορικά κέντρα η οποία συμπεριλαμβάνει την κατηγοριοποίηση των κατασκευών σε κτίρια εμπορικής χρήσης, βασικές προδιαγραφές ενός εμπορικού κέντρου, και την εξέλιξη της κατασκευής των εμπορικών κέντρων στην Ελλάδα αλλά και παγκοσμίως. Η εισαγωγή ολοκληρώνεται με την περιγραφή των προγραμμάτων ανάλυσης και ελέγχου που χρησιμοποιήθηκαν για την συγκεκριμένη μελέτη.

Εν συνεχεία, γίνεται η γενική περιγραφή του φορέα όσον αφορά τα υλικά, τη γεωμετρία και τα είδη των διατομών που τον αποτελούν. Ακολουθεί η ανάλυση των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή με ιδιαίτερη έμφαση στις σεισμικές δράσεις για τις οποίες σχεδιάστηκε το φάσμα απόκρισης και ο συνδυασμός των φορτίσεων με βάση τους οποίους έγινε η επίλυση.

Έχοντας εξάγει τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης, η μελέτη συνεχίζεται με την χρήση των αποτελεσμάτων αυτών έτσι ώστε να πραγματοποιηθούν όλοι οι έλεγχοι των μεταλλικών μελών του φορέα και των συνδέσεων τους.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2013/69

## **Design of steel-concrete three storey shopping center with atrium**

Zerva Anna (supervised by I. Raftogiannis)

### **Abstract**

The subject of this dissertation is the static and dynamic analysis of a shopping center with atrium which consists five levels (two basements, a ground floor and two floors) and a steel framed structure with X type bracings. The following chapters describe the process of this study.

The study starts with a short introduction of the evolution in the use of the metallic constructions and the basic steps of their construction. Also, there is a report about the shopping centers which includes the categorization of the constructions into constructions of commercial use, basic construction specifications of shopping centers, and the evolution of the shopping centers in Greece but also globally. The introduction ends with a report on the programmers that have been used for the analysis and the control of the steel structure.

Thereafter, the general description of the construction takes place, with the materials, the geometry and the sections that constitute its structure. A development of the load analysis on the structure follows, emphasizing on the earthquake loads and the load case combinations by which the response spectra and the analysis of the structure have been calculated.

The study continues with the use of the dynamic analysis results for the control of the steel structure members and their connections.

## Ευχαριστίες

Με την περάτωση της διπλωματικής μου εργασίας, μου δίνεται η ευκαιρία να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στα άτομα που με βοήθησαν για την ολοκλήρωση της, σηματοδοτώντας έτσι το τέλος των σπουδών μου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο που για μένα ήταν η μεγαλύτερη και πιο συναρπαστική εμπειρία μέχρι στιγμής.

Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Ι.Ραυτογιάννη για την επιστημονική του καθοδήγηση, την υπομονή του και την υποστήριξη του καθ' όλη την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία Sofistik Hellas και συγκεκριμένα τον κ. Μπιτζαράκη για την ουσιαστική του βοήθεια σε θέματα που αφορούσαν την κατανόηση και τον χειρισμό του προγράμματος Sofistik με το οποίο και έκανα την ανάλυση του φορέα μου.

Τέλος ευχαριστώ την οικογένεια μου για την πλήρη κατανόηση και υποστήριξη σε όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Α.Ζέρβα

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Ο σίδηρος, παρά το γεγονός ότι αποτελεί υλικό γνωστό ήδη από τους προϊστορικούς χρόνους, άρχισε να χρησιμοποιείται ευρέως και ουσιαστικά σε αρχιτεκτονικούς εφαρμογές πολύ πρόσφατα. Τόσο οι Έλληνες των κλασικών χρόνων όσο και οι Ρωμαίοι δεν έδειχναν εμπιστοσύνη στο σίδηρο λόγω των περιορισμένων δυνατοτήτων επεξεργασίας των υλικών, την συγκεκριμένη εποχή, οπότε τον χρησιμοποιούσαν με ιδιαίτερη φειδώ. Ακόμη και στην περίοδο της αναγέννησης ο σίδηρος χρησιμοποιήθηκε αποκλειστικά είτε για την κατασκευή συνδέσεων είτε ως στοιχείο σύνδεσης δευτερευουσών κατασκευών π.χ. κιγκλιδώματα, διακοσμητικά στοιχεία κ.λ.π.

Η αφετηρία της συστηματικής χρήσης του σιδήρου στις δομικές κατασκευές τοποθετείται στην βιομηχανική εποχή. Από αυτό το χρονικό σημείο και μέχρι σήμερα παρουσιάζεται απειρία παραδειγμάτων σιδηροκατασκευών.

## 1.2 Η χρήση και η κατασκευή των μεταλλικών κατασκευών.

Δομικό στοιχείο του φέροντα οργανισμού σε μια μεταλλική κατασκευή (σύμμικτη κατασκευή), είναι ο *χάλυβας*, ο οποίος σε συνδυασμό με το σκυρόδεμα προσφέρει ασφάλεια, ταχύτητα κατασκευής, ποιότητα κατασκευής, οικονομία ενώ παράλληλα παρέχει την δυνατότητα επίλυσης-υλοποίησης σημαντικών αρχιτεκτονικών επιλογών που δύσκολα μπορούν να επιτευχθούν με τις παραδοσιακές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ο "σκελετός" μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελείται από μεταλλικά δομικά στοιχεία ενώ οι πλάκες και η θεμελίωση από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο μεταλλικός σκελετός κατασκευάζεται πλήρως στο εργοστάσιο παραγωγής ενώ τα μεταλλικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού τοποθετούνται και βιδώνονται στις προκαθορισμένες, από την στατική μελέτη, θέσεις.

Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και το καλούπωμα τους μπορεί να γίνει με μεταλλική λαμαρίνα ή με πέτσωμα (σύνηθες καλούπωμα πλάκας). Η κατασκευή της θεμελίωσης γίνεται πάντα σύμφωνα με την στατική μελέτη βάση του αρχιτεκτονικού σχεδίου και γίνεται χρήση οπλισμένου σκυροδέματος. Πριν τη σκυροδέτηση της θεμελίωσης τοποθετούνται τα αγκύρια έδρασης του μεταλλικού σκελετού

Σε σύγκριση με τα παραδοσιακά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι μεταλλικές κατασκευές υπερτερούν σε πολλούς τομείς, οι κυριότεροι εκ των οποίων είναι :

- Ταχύτητα και ακρίβεια κατασκευής. Λόγω του μεγάλου βαθμού προκατασκευασμένων μελλών πολλές εργασίες, πολλές εργασίες μπορούν να πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ανεξάρτητα από τις καιρικές συνθήκες.
- Μεγάλα ανοίγματα. Επιτρέπουν την έξυπνη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων.
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων. Αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο.
- Ευελιξία στην διαμόρφωση προσόψεων.
- Ευελιξία στην προσαρμογή, προσθήκη, μετατροπής και χρήσης ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων.
- Αντισεισμικότητα.



- Δυνατότητα ενίσχυσης και επισκευής.
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης.
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα.

Οι μεταλλικές κατασκευές παρουσιάζουν και αρκετά μειονεκτήματα. Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων, η ευαισθησία τους σε διάβρωση και στην πυρκαγιά, η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού και το μεγάλο κόστος μελέτης αποτελούν τις βασικές τους αδυναμίες. Η ευαισθησία του χάλυβα στην διάβρωση και την πυρκαγιά, πλέον αντιμετωπίζεται εύκολα με σύγχρονα υλικά επικάλυψης των μεταλλικών στοιχείων τα οποία λειτουργούν προστατευτικά χωρίς να επηρεάζουν την λειτουργία τους.

Εδώ και αρκετές δεκαετίες, ο σκελετός από χάλυβα είναι το βασικό δομικό στοιχείο στην κατασκευή πολυώροφων κτιρίων σε όλο τον κόσμο και φαίνεται ότι θα αποτελέσει τον κυρίαρχο παράγοντα όλων των μεταλλικών κατασκευών. Στην Ελλάδα οι μεταλλικές κατασκευές χρησιμοποιούνται εδώ και μερικά χρόνια για την κατασκευή αποθηκών, βιομηχανικών κτιρίων και εμπορικά κέντρα ενώ τα τελευταία χρόνια έχει αρχίσει η χρήση τους και σε περιπτώσεις κατοικιών.

## 1.3 Τα εμπορικά κέντρα

### 1.3.1 Γενικά

Τα κτίρια ή τα τμήματα τους και τα δομικά έργα ανάλογα με την χρήση τους ταξινομούνται σε κατηγορίες. Η *κατηγορία του εμπορίου* περιλαμβάνει, εκτός των άλλων, όσα κτίρια ή τμήματα κτιρίων ή δομικά έργα χρησιμοποιούνται για την έκθεση και πώληση εμπορευμάτων. Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν τα εμπορικά κέντρα.

Εμπορικό κέντρο είναι ένα κτίριο ή ένα σύμπλεγμα κτιρίων τα οποία στεγάζουν μεγάλο αριθμό εμπορικών καταστημάτων, χώρους εστίασης και αναψυχής ενώ ταυτόχρονα παρέχουν στους επισκέπτες τους μια σειρά από υπηρεσίες διευκόλυνσης όπως χώρους στάθμευσης, τράπεζες ή Α.Τ.Μ, εγκαταστάσεις για σύγχρονες ηλεκτρονικές εφαρμογές, κλπ.

Ένα εμπορικό κέντρο συγκαταλέγεται στα κτίρια που χρησιμοποιούνται από το κοινό<sup>1</sup>, οπότε απαραίτητα πρέπει να διαθέτει α) χώρους υγιεινής για κάθε κατηγορία χρηστών συμπεριλαμβανομένων και των εμποδιζόμενων ατόμων, β) εγκαταστάσεις θέρμανσης και γ) κλιματισμού .

- Ο μέγιστος αριθμός ατόμων που επιτρέπεται σε κτίριο που προορίζονται για χρήση εμπορίου, σύμφωνα με τον κτιριοδομικό κανονισμό<sup>2</sup> είναι:
- Στους χώρους πωλήσεων που βρίσκονται στο ισόγειο ένα άτομο ανά τρία (3)  $m^2$  μικτού εμβαδού.
- Στους χώρους πωλήσεων που βρίσκονται σε οποιοδήποτε όροφο άνω του ισογείου, ένα άτομο ανά 6  $m^2$  μικτού εμβαδού.
- Στους χώρους εμπορίου που χρησιμοποιούνται για αποθήκευση και παραλαβή εμπορευμάτων, όπου δεν επιτρέπεται η πρόσβαση στο κοινό, ένα άτομο ανά 30  $m^2$  μικτού εμβαδού.

<sup>1</sup> <http://www.ypeka.gr/LinkClick.aspx?fileticket=JkWbPVa5N0w%3D&tabid=380&language=el-GR>

<sup>2</sup> [http://www.apd-depin.gov.gr/mediaupload/%CE%9D%CE%9F%CE%9C%CE%9F%CE%98%CE%95%CE%A3%CE%99%CE%91/asf/aleia\\_se\\_ergasiakous\\_xorous.pdf](http://www.apd-depin.gov.gr/mediaupload/%CE%9D%CE%9F%CE%9C%CE%9F%CE%98%CE%95%CE%A3%CE%99%CE%91/asf/aleia_se_ergasiakous_xorous.pdf)

### 1.3.2 Η εξέλιξη των εμπορικών κέντρων

Υπάρχει μεγάλη φιλολογία σχετικά με την ιστορία των εμπορικών κέντρων και κάποιοι τοποθετούν την αρχή της πίσω στην αγορά των αρχαίων ελληνικών και ρωμαϊκών πόλεων ενώ άλλοι στη Μεγάλη Βρετανία τον 18<sup>ο</sup> και 19<sup>ο</sup> αιώνα. Όμως η ιστορία του εμπορικού κέντρου με την σημερινή έννοια του όρου (π.χ. εξελιγμένες κατασκευές, σύγχρονες υπηρεσίες, τεράστιοι χώροι συνάθροισης κ.λ.π) ξεκίνησε από τις Ηνωμένες Πολιτείες. Στις Η.Π.Α το 1980, άνοιξαν τα μεγαλύτερα εμπορικά κέντρα και ξεκίνησε η εξάπλωση τους σε όλη την Ευρώπη.

Στην Ελλάδα όπου μόλις πριν λίγα χρόνια έκαναν την εμφάνιση τους τα πρώτα εμπορικά κέντρα, συνεχίζει να υπάρχει μεγάλο περιθώριο ανάπτυξης λαμβάνοντας υπόψη τις στατιστικές μελέτες σύμφωνα με τις οποίες στην Ελλάδα αντιστοιχούν μόλις 36  $m^2$  εμπορικών κέντρων ανά 1000 κατοίκους όταν σε άλλες χώρες όπως η Γαλλία είναι 241  $m^2$  ανά 1000 κατοίκους.

Η χρυσή εποχή των εμπορικών κέντρων στην Ελλάδα ξεκίνησε στα τέλη του 2005. Τότε άρχισαν να λειτουργούν το *The Mall Athens* στο Μαρούσι (μόνο μέσα στο 2008 δέχτηκε 12 εκατομμύρια επισκέπτες), και το *Mediterranean Cosmos* στη Θεσσαλονίκη. Η επιτυχία τους ήταν τέτοια που οδήγησε σε ανάλογα εγχειρήματα (π.χ. Avenue, Golden Hall) και η οποία συνεχίζεται όχι μόνο στην πρωτεύουσα αλλά και σε άλλες μεγάλες πόλεις όπως Ιωάννινα, Κρήτη, Λάρισα κ.α.

Οι παρακάτω εικόνες<sup>3</sup> έχουν σκοπό να δώσουν στον αναγνώστη μια εικόνα για τις όψεις και την κατασκευή των εμπορικών κέντρων με μεταλλικό σκελετό.

---

<sup>3</sup> Οι φωτογραφίες είναι από την ιστοσελίδα <http://www.emporis.com/>



Εμπορικό κέντρο *The Mall*, Μαρούσι, Αθήνα.



Εμπορικό κέντρο *The Mall*, Μαρούσι, Αθήνα.



Εμπορικό κέντρο Mediterranean Cosmos, Θεσσαλονίκη.



Εμπορικό κέντρο Avenue, Μαρούσι, Αθήνα.



Εμπορικό κέντρο Avenue, Μαρούσι, Αθήνα.



Εμπορικό κέντρο Avenue, Μαρούσι, Αθήνα.



Εμπορικό κέντρο Avenue, Μαρούσι, Αθήνα.



Εμπορικό κέντρο Golden Hall, Μαρούσι, Αθήνα.



Εμπορικό κέντρο Golden Hall, Μαρούσι, Αθήνα.



## 1.4 Προγράμματα ανάλυσης και ελέγχου του φορέα

### 1.4.1 Sofistik 2012

Η μοντελοποίηση του φορέα της παρούσας κατασκευής, η στατική και η δυναμική του ανάλυση έγιναν με το πρόγραμμα *Sofistik*. Το *Sofistik* είναι ένα λογισμικό πρόγραμμα, που στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με απεριόριστες δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης μιας κατασκευής.

Το σχεδιαστικό του πρόγραμμα είναι σε περιβάλλον AutoCAD και αφορά την δημιουργία κατασκευαστικών σχεδίων σε εφαρμογές οπλισμένου σκυροδέματος και μεταλλικών κατασκευών. Η διαστασιολόγηση του προγράμματος, περιλαμβάνει οπλισμένο σκυρόδεμα, προεντεταμένο σκυρόδεμα και ελέγχους μεταλλικών και σύμμικτων κατασκευών, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Επίσης, το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα για στατική και δυναμική ανάλυση, και για μη γραμμικό υπολογισμό υλικού (ελαστοπλαστικότητα, ρηγμάτωση) και γεωμετρίας (θεωρία 2<sup>ης</sup>, 3<sup>ης</sup> τάξης).

Το *Sofistik* αποτελείται από υποπρογράμματα τα οποία για την συγκεκριμένη μελέτη χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους. Αρχικά εισάγαμε τα δεδομένα που αφορούν τα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (υπορουτίνα *AQUA*). Στη συνέχεια ορίσαμε τη γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας συντεταγμένες κόμβων (υπορουτίνα *GENF*), τα είδη των φορτίσεων (υπορουτίνες *ASE*, *DYNA*), και τους συνδυασμούς των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται (υπορουτίνα *MAXIMA*). Μέσω της *MAXIMA* κατασκευάστηκε επίσης η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

### 1.4.2 Instant2000

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μεταλλικών στοιχείων του φορέα έγινε με το πρόγραμμα *Instant*. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν καθώς και για τις περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο πρόγραμμα αφού επιλεγεί ο τύπος της σύνδεσης, στη συνέχεια πρέπει να ορισθούν τα μέλη, οι δυνάμεις καθώς και οι λεπτομέρειες που αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και υπό κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων, Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, και αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό έτσι ώστε ο χρήστης να έχει μία ρεαλιστική απεικόνιση της κατάστασης.

Στο πρόγραμμα, αρχικά ορίστηκε ο τύπος για κάθε κόμβο (π.χ. δοκός σε υποστύλωμα, έδραση υποστυλώματος κλπ.) και στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που τον συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη τους. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης (π.χ. πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις, κλπ.) και τέλος έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον ΕΚ3 και παράχθηκε η αναφορά λεπτομερειών και αποτελεσμάτων.

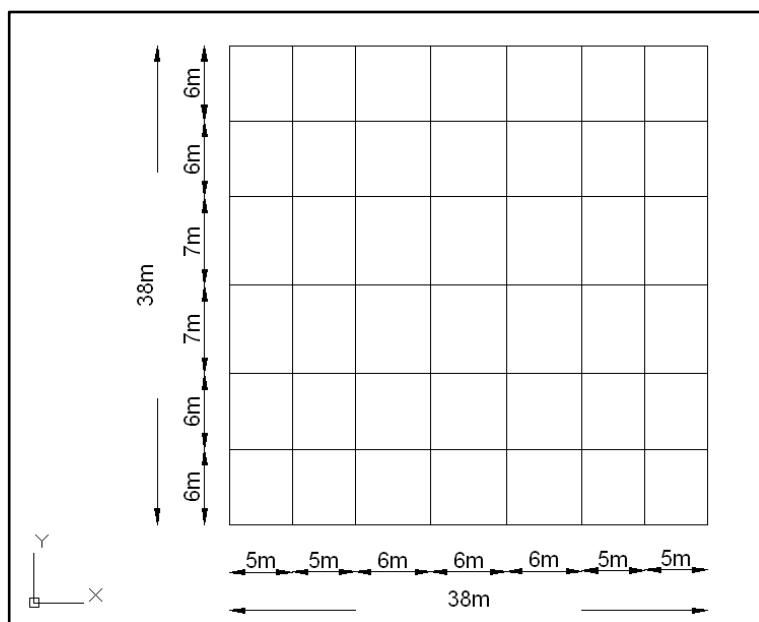
## 2 Περιγραφή Έργου

### 2.1 Κατασκευαστικά Στοιχεία

Η παρούσα εργασία αφορά την μελέτη μιας μεταλλικής κατασκευής η οποία θα στεγάσει τους χώρους ενός εμπορικού κέντρου. Πρόκειται για μια κατασκευή με πέντε στάθμες (δύο υπόγεια, ισόγειο και δύο ορόφους) και μεταλλικό σκελετό με συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής X.

Τα δομικά στοιχεία μέχρι το ισόγειο αποτελούν τους δύο υπόγειους χώρους στάθμευσης του κτιρίου. Το κάθε *parking* είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα με διαστάσεις  $38\text{m} \times 38\text{m}$  ( $1444\text{m}^2$ ) και ύψος 3.5m. Οι δοκοί του πατώματος του δευτέρου υπογείου επιλέχθηκαν να είναι ανεστραμμένες δοκοί ταυ, διαστάσεων  $h_f/h/b_e f/b_w = 0.20\text{m}/1.20/1.40/0.80$ , έτσι ώστε να αποτελέσουν και την θεμελίωση του φορέα, με την μορφή δικτύου πεδιλοδοκών. Οι δοκοί της οροφής του δευτέρου υπογείου και του πρώτου υπογείου αποτελούνται από απλές δοκούς ταυ των ίδιων διαστάσεων. Το πάχος πλάκας των υπογείων είναι 0.20m και τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά διαστάσεων  $0.80 \times 0.80$ .

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή είναι κατηγορίας C20/25, ενώ ο χάλυβας οπλισμού είναι κατηγορίας B500C.



Σχήμα2.1: Κάτοψη υπογείων

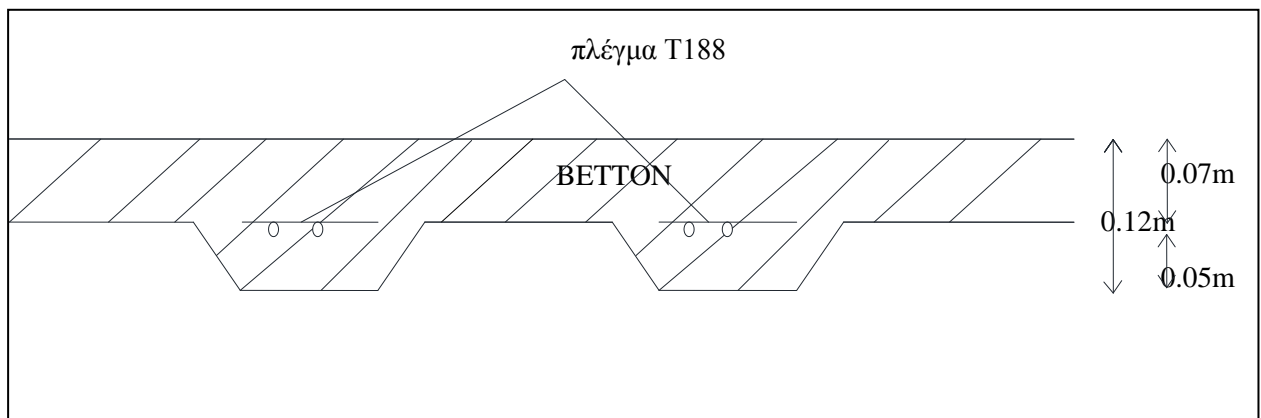
Η ανωδομή του κτιρίου, η οποία θεμελιώνεται με αγκύρια στην πλάκα οροφής του πρώτου υπογείου (στάθμη 0m), αποτελείται από μεταλλικό φορέα (υποστυλώματα, κύριες δοκούς, διαδοκίδες, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες.

Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διατομές

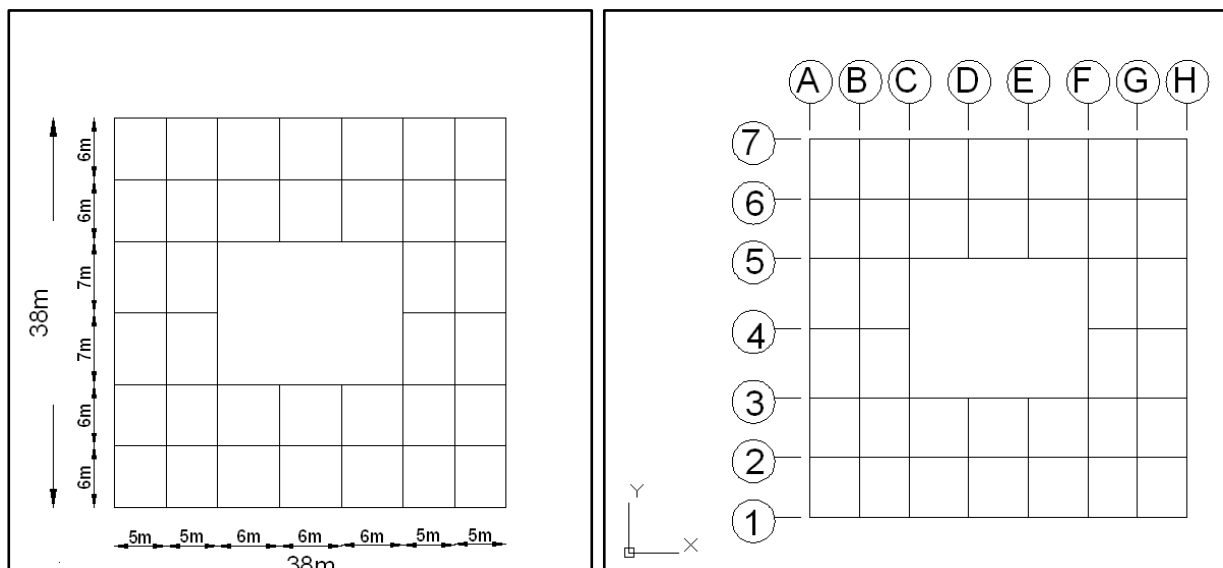
- Κύριες δοκοί HEB400
- Διαδοκίδες HEB200
- Υποστυλώματα HEB300
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας HEB180

Οι πλάκες των ορόφων είναι σύμμικτες με διαστάσεις:  $h=0.12\text{m}$ ,  $h_c=0.07\text{m}$ ,  $h_r=0.05\text{m}$  και αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρυμένο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν ως σύμμικτη πλάκα.

Για τις πλάκες των ορόφων της κατασκευής επιλέχθηκε σπλισμός μορφής πλέγματος εσχάρας T188 από χάλυβα B500C, και τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα, τύπου KSH50, Konti, πάχους  $t=1\text{mm}$ .

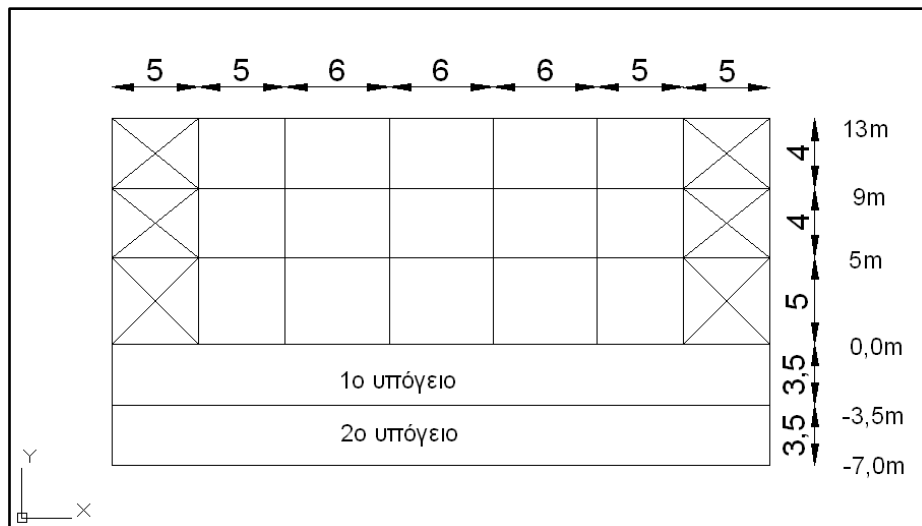


Σχήμα 2.2: Τομή σύμμικτης πλάκας.

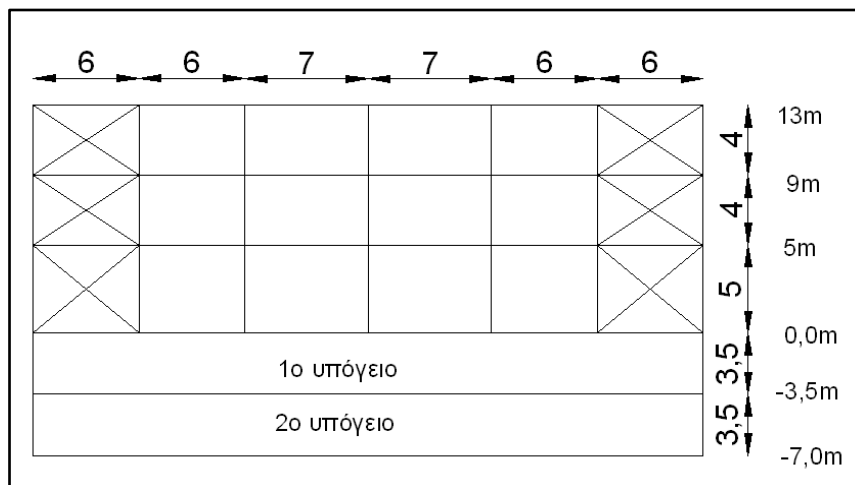


Σχήμα 2.3: Κάτοψη ορόφων κτιρίου.

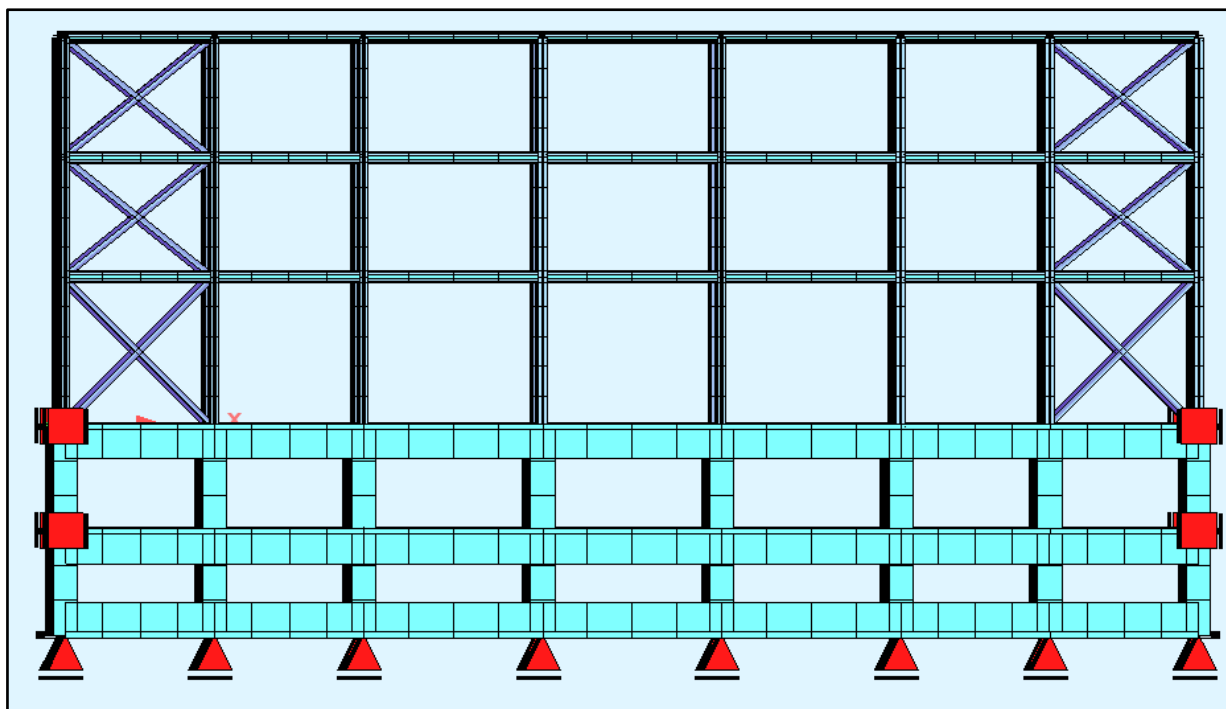
Η κατασκευή αποτελείται από 7 πλαίσια κατά την χ διεύθυνση ενώ κατά την ψ διεύθυνση δεν υπάρχει πλαισιακή λειτουργία παρά μόνο δευτερεύουσες δοκοί που ενώνουν τα πλαίσια μεταξύ τους. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων στα πλαίσια είναι συνδέσεις ροπής (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη δοκό) που πραγματοποιούνται με μετωπικές πλάκες που κοχλιώνονται στο υποστυλώματα (ημιάκαμπτη κοχλιωτή σύνδεση).



Σχήμα 2.4: Όψη πλαισίων: 2,6.

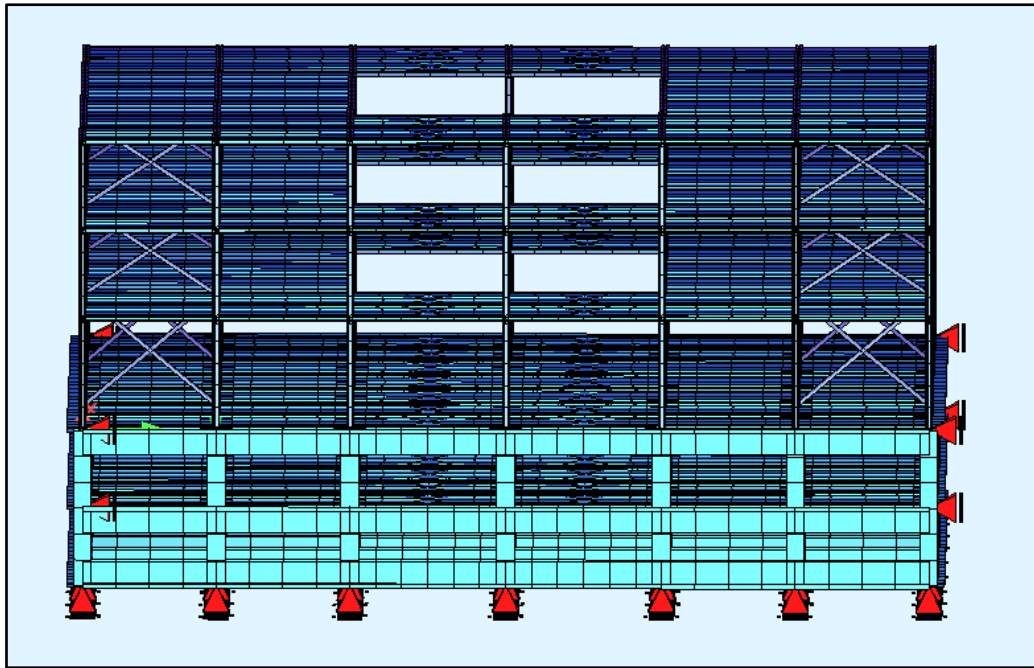


Σχήμα 2.5: Όψη πλαισίων :C,F.

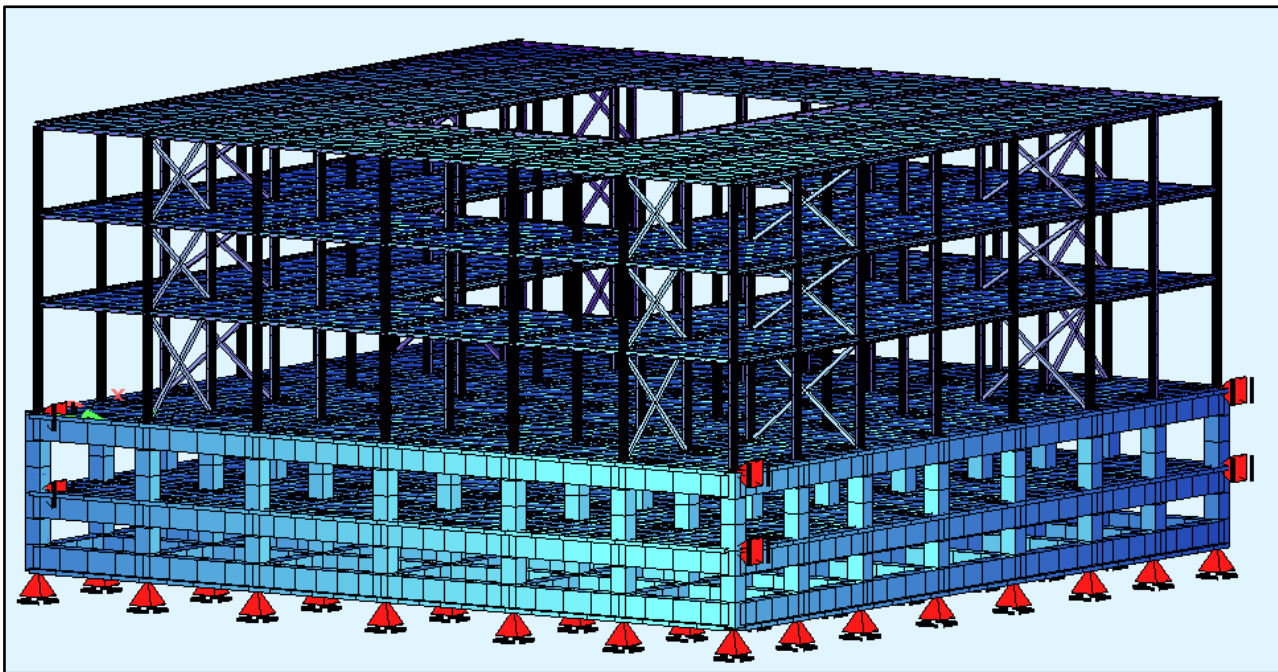


Όψη πλαισίου σε περιβάλλον Sofistik.

Τόσο κατά την εγκάρσια, όσο και κατά την διαμήκη διεύθυνση, οι οριζόντιες δυνάμεις (άνεμος, σεισμικό φορτίο, κλπ) αναλαμβάνονται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (μορφής X) του κτιρίου. Υπάρχουν τέσσερις σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ανά όροφο) σε κάθε διεύθυνση. Τα φορτία κατά την διεύθυνση  $y$  τα παραλαμβάνουν οι σύνδεσμοι στους άξονες 2 και 6 ενώ τα φορτία κατά την διεύθυνση  $x$  τα παραλαμβάνουν οι σύνδεσμοι στους άξονες C και F.



Όψη των συνδέσμων δυσκαμψίας σε μια διεύθυνση.



Όψη των συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις.

Εκτός από τις κύριες δοκούς των πλαισίων κατά την  $x$  διεύθυνση υπάρχουν και δευτερεύουσες δοκοί κατά την  $y$  διεύθυνση οι οποίες στηρίζονται πάνω στις κύριες (με αρθρώσεις) και παραλαμβάνουν τα φορτία από τις σύμμικτες πλάκες και τα μεταβιβάζουν στα δοκάρια των πλαισίων και στην συνέχεια στα υποστυλώματα τα οποία θεωρήθηκαν πακτωμένα στην βάση τους.

Τέλος, το κτίριο περιμετρικά καλύπτεται από υαλοπίνακες ενώ η επιστέγαση του αίθριου έχει πραγματοποιηθεί με κατάλληλης ποιότητας και προδιαγραφών ασφαλείας υαλοστάσια, τα οποία

έχουν εφοδιαστεί με σύστημα σκίασης ώστε να επιτρέπουν σε μέρος του ηλιακού φωτός να διαχέεται στο χώρο.

## 3 Φορτία Κατασκευής

### 3.1 Γενικά Στοιχεία

Σύμφωνα με τις βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού σε ένα έργο θα πρέπει:

- Ο φορέας να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται έτσι ώστε να αντιμετωπίζει όλα τα φορτία και τις επιδράσεις από το περιβάλλον κατά την διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλο για χρήση καθ όλη τη διάρκεια αυτή
- Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να είναι επαρκής ως προς :
  - την αντοχή
  - την λειτουργικότητα
  - την ανθεκτικότητα

Για να ικανοποιηθούν οι παραπάνω απαιτήσεις, ανάλογα με την χρήση, την θέση και του μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις βάσει των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα για τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Στην Ευρώπη οι δράσεις επί των κατασκευών, ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες ανάλογα με τις επιμέρους συνθήκες (κλιματολογικές συνθήκες, εδαφικές συνθήκες κ.λ.π.) που επικρατούν σε κάθε χώρα.

Τέτοιες πληροφορίες είναι για παράδειγμα οι αριθμητικές τιμές που δίδονται για τις διάφορες δράσεις, που έχουν προκύψει μετά από συστηματικές μετρήσεις ή μακροχρόνιες μετεωρολογικές παρατηρήσεις και αντιστοιχούν σε μικρή και εκ των προτέρων καθορισμένη πιθανότητα υπέρβασης τους και ονομάζονται χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων.

### 3.2 Κατηγορίες Δράσεων

#### 3.2.1 Γενικά

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

Οι *συνήθεις δράσεις* επί των κατασκευών σύμφωνα με τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 1 είναι:

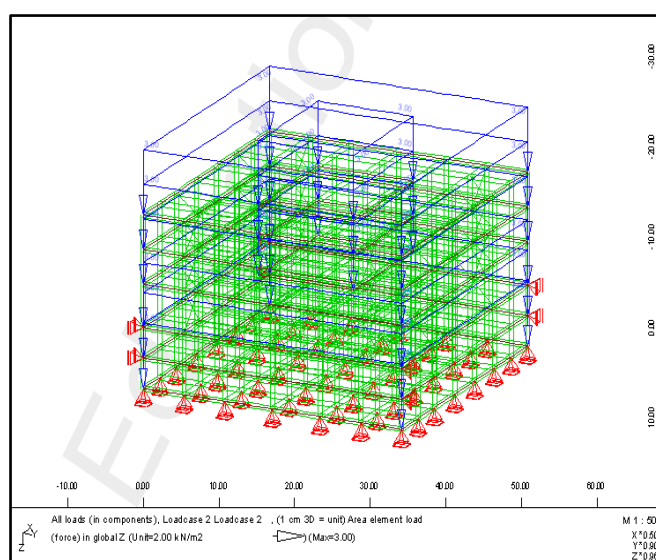


### 3.2.2 Μόνιμες Δράσεις (ή νεκρά φορτία).

Με τον όρο αυτό, νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την 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 τη διάρκεια ζωής της κατασκευής όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

Στην περίπτωση της συγκεκριμένης μελέτης το μόνιμο βάρος στην κατασκευή είναι  $g=3\text{KN/m}^2$  στο οποίο συμπεριλαμβάνεται το ίδιο βάρος της κατασκευής και του οποίου η δράση στο φορέα απεικονίζεται παρακάτω.



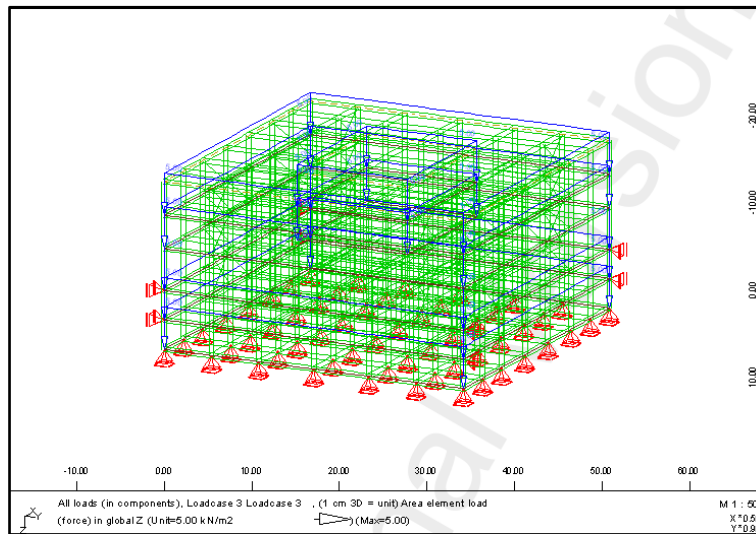
Επιβολή μόνιμου φορτίου στην κατασκευή.

### 3.2.3 Μεταβλητές Δράσεις(ή κινητά φορτία).

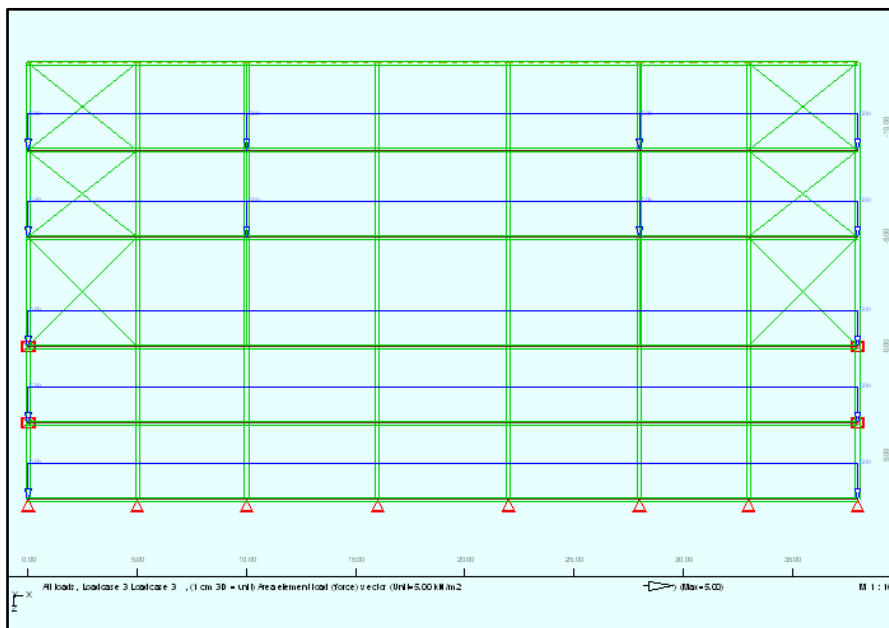
Εντάσσονται γενικώς στην κατηγορία των μεταβλητών ελεύθερων δράσεων. Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις), και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Οι επιβαλλόμενες δράσεις επενεργούν ως οιονεί στατικές δράσεις, εφ όσον όμως αναμένονται επιδράσεις συντονισμού (π.χ. από συγχρονισμένη ρυθμική κίνηση ανθρώπων ή από χορό ή άλματα) ή εισαγωγή σημαντικής επιτάχυνσης στον φορέα, στο προσομοίωμα της φόρτισης πρέπει να προβλέπεται δυναμική αντιμετώπιση.

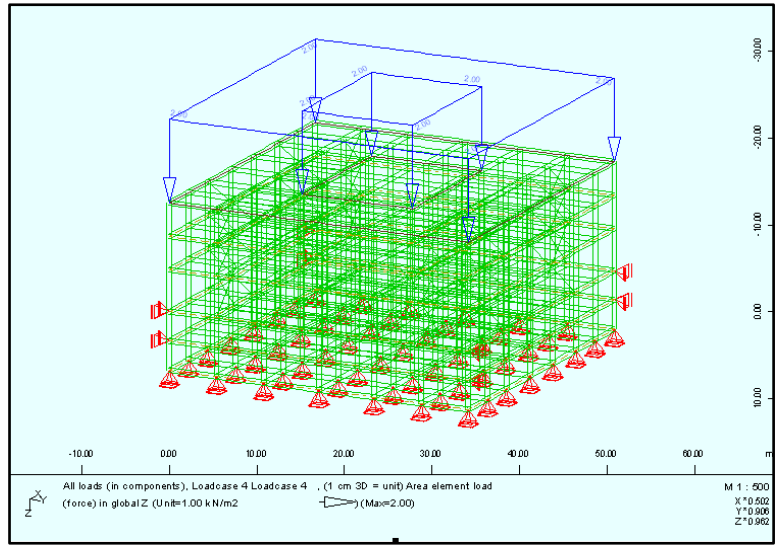
Στην περίπτωση της συγκεκριμένης μελέτης το κινητό φορτίο υπογείων και ορόφων είναι  $q_1=5\text{KN}/\text{m}^2$  ενώ το κινητό φορτίο για την οροφή είναι  $q_2=2\text{KN}/\text{m}^2$ .



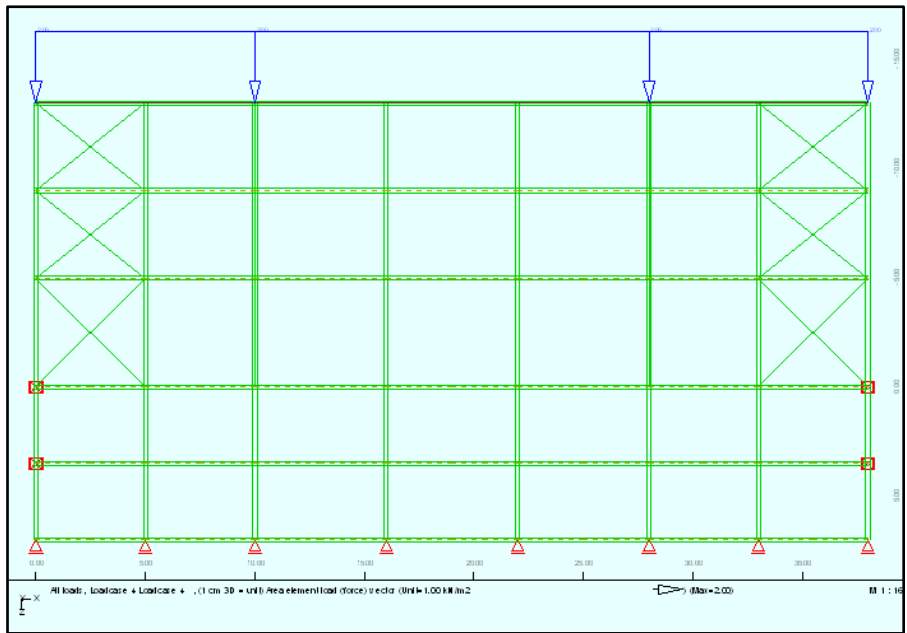
Επιβολή του κινητού φορτίου  $q_1$  στην κατασκευή .



Επιβολή του κινητού φορτίου  $q_1$  στην κατασκευή.



Επιβολή του κινητό φορτίου  $q_2$  στην κατασκευή .



Επιβολή του κινητό φορτίου  $q_2$  στην κατασκευή .

### 3.2.4 Φορτία Χιονιού

Το φορτίου χιονιού θεωρείται στατικό και κατατάσσεται στις μεταβλητές καθορισμένων δράσεις σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα1. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι οι μεγάλες χιονοπτώσεις είναι σύνθητες φαινόμενο.

Σε ακραίες τιμές χιονόπτωσης οι οποίες δεν είναι δυνατόν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού οι ακραίες αυτές τιμές μπορεί να θεωρούνται τυχηματικές.

#### 3.2.4.1 Προσδιορισμός φορτίου χιονιού (s) σε στέγες.

Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης. Προσδιορίζεται δε από τις σχέσεις:

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (3.1)$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad} \quad (3.2)$$

όπου :

$\mu_i$  συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση

$s_k$  η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$C_e$  συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι :

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e = 0.8$
- Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δένδρα)  $C_e = 1.2$

$C_t$  θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

$s_{Ad} = C_{es1} * s_k$  τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση

$C_{es1}$  συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού

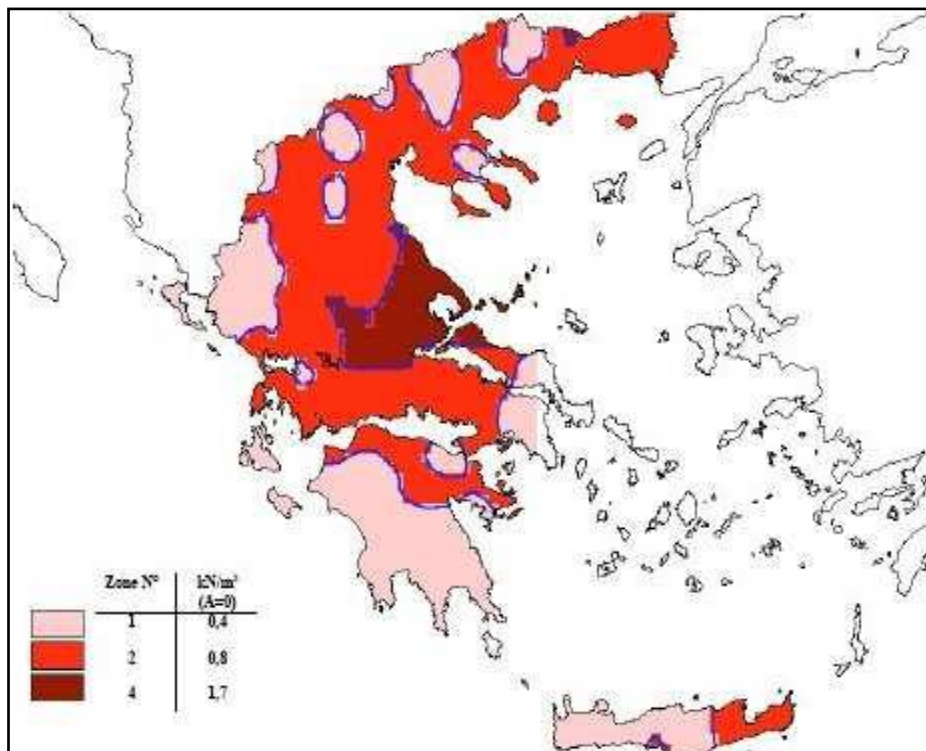
#### 3.2.4.2 Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού ( $s_k$ ) επί του εδάφους.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι τιμές  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991-1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_k$ , ο των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας.

*Ζώνη I* ( $s_k, 0 = 0.4 \text{ KN/m}^2$ ) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλήν των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη II ( $sk,0= 0.8 \text{ KN/m}^2$ ): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια

Ζώνη III ( $sk,0 = 1.7 \text{ KN/m}^2$ ): Υπόλοιπη χώρα



Σχήμα 3.1: Χάρτης απεικόνισης ζωνών χιονιού.

Η χαρακτηριστική τιμή  $sk$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{KN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου ( $A$ ) για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση

$$sk = sk,0(1+(A/917)^2) \quad (3.3)$$

όπου :

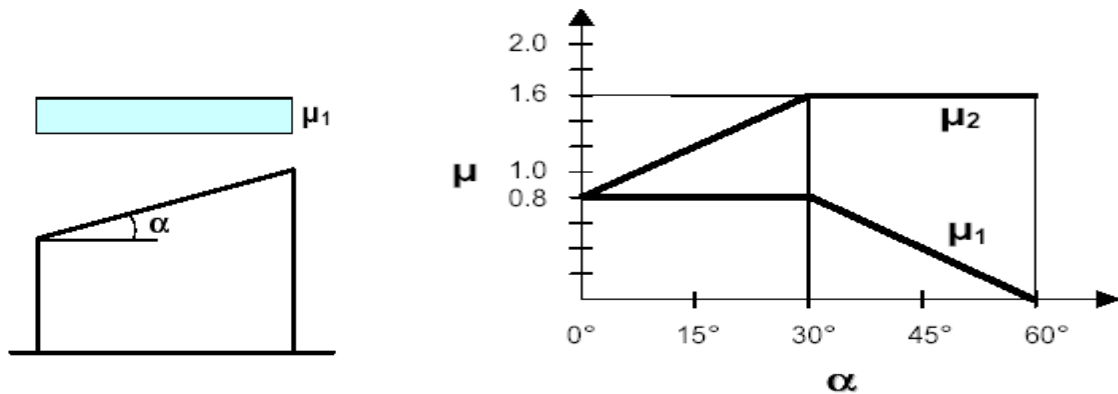
$sk,0$  είναι η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για  $A=0$ ) σε  $\text{KN/m}^2$

$A$  είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m

Το φορτίο του χιονιού εφαρμόζεται στην επιφάνεια της στέγης από όπου και μεταφέρεται στις δοκούς των πλαισίων και στην συνέχεια μέσω των υποστυλωμάτων στην θεμελίωση και καταλήγει στο έδαφος. Ανάλογα με την μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας το ποσό θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες το χιόνι συσσωρεύεται επί της στέγης με διαφορετικούς τρόπους επηρεάζοντας την μορφή του φορτίου του χιονιού.

### 3.2.4.3 Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού ( $\mu_i$ )

Ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού ( $\mu_i$ ) εξαρτάται από την μορφή και την γεωμετρία της στέγης.

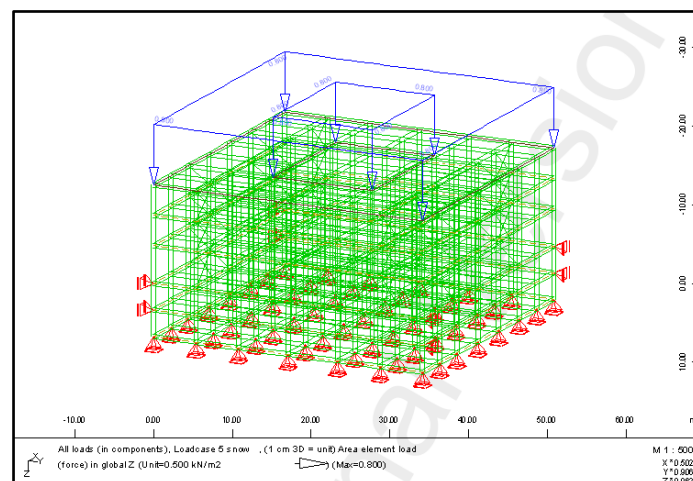


Σχήμα 3.2: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για μονοκλινείς και για κεκλιμένες στέγες.

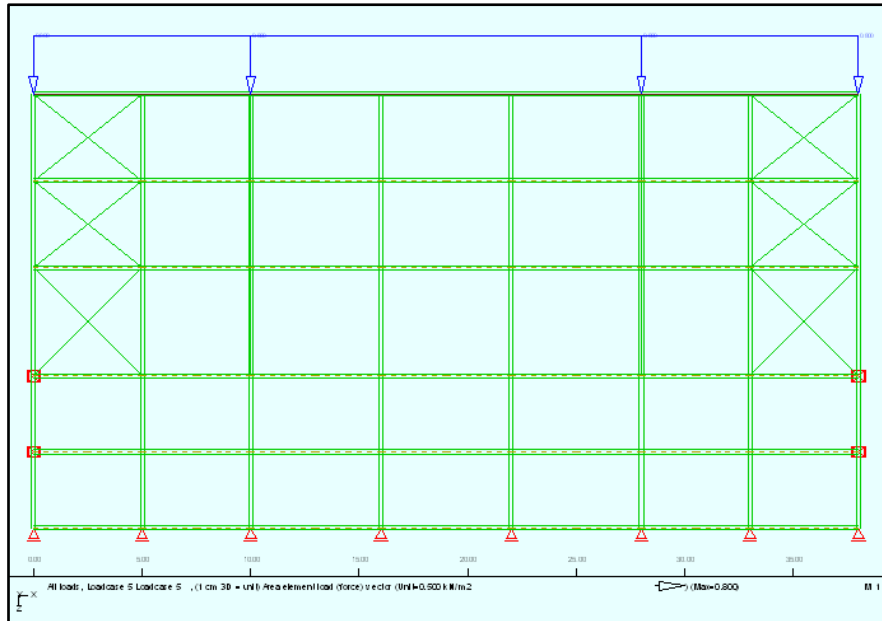
Πίνακας 3.1: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού.

Κλίση στέγης $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0.80	$0.80 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0.0
$\mu_2$	$0.80 + 0.80 \cdot \alpha / 30$	1.6	-

Για το έργο της παρούσας εργασίας προκύπτει ότι :  $\mu_i = 0.80$ ,  $s_k = 1$ ,  $C_e = C_t = 1$ , οπότε  $s = 0.80 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.80 \text{ KN/m}^2$



Επιβολή του φορτίου του χιονιού στην κατασκευή.



Επιβολή του φορτίου του χιονιού στην κατασκευή .

### 3.2.5 Δράσεις Ανέμου

#### 3.2.5.1 Γενικά

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ). Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά ενώ στις εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για την διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

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

- Η *γεωγραφική θέση*. Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ ότι σε άλλες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στο Ευρωκώδικα 1 ως ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- Η *φυσική θέση*. Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη

μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.

- *Η τοπογραφία.* Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με ένα συντελεστή τοπογραφίας.
- *Οι διαστάσεις των κτιρίων.* Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερο σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- *Η μέση ταχύτητα του ανέμου* προσδιορίζεται από την βασική του ταχύτητα η οποία προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητας του.
- *Το σχήμα της κατασκευής.* Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση, που εξασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από όλη την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Γενικά, ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, αναπτύσσονται πιέσεις και υποπίεσεις στις προσήνεμες και υπήνεμες όψεις.
- *Η κλίση της στέγης.* Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από περίπου 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- *Η διεύθυνση του ανέμου.* Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Πινακοποιημένες διαδικασίες επιτρέπουν να ληφθούν υπόψη οι παραπάνω παράμετροι κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου, και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις μπορεί στη συνέχεια να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση και στο σχεδιασμό της αντοχής της κατασκευής ως σύνολο. Ωστόσο, πρέπει να ληφθούν επίσης υπόψη και συγκεκριμένα επιπρόσθετα χαρακτηριστικά του ανέμου όπως :

- *Τοπικές πιέσεις ιδιαίτερα* σε γωνίες και γύρω από εμπόδια σε μια κατά τα άλλα 'λεία' εξωτερική επιφάνεια, μπορεί να είναι σημαντικά υψηλότερες από το γενικό επίπεδο των πιέσεων. Οι υψηλές τοπικές πιέσεις επηρεάζουν τα μικρά τμήματα ενός κτιρίου όπως στοιχεία επικαλύψεων και λεπτομέρειες στηριγμάτων που πρέπει να σχεδιασθούν για υψηλότερες πιέσεις ανέμου απ ότι ολόκληρη η κατασκευή.
- *Οι κατασκευές που είναι ευαίσθητες στον άνεμο* πρέπει να αντιμετωπίζονται με ένα πιο σύνθετο τρόπο. Μπορεί να γίνουν δοκιμές σε αεροδυναμική σήραγγα με προσομοιώματα, στα οποία συμπεριλαμβάνεται και η επίδραση των γειτονικών κτιρίων. Μεταξύ των κατασκευών που μπορεί να χρειάζεται να αντιμετωπιστούν με αυτό τον τρόπο, είναι τα υψηλά κτίρια, στέγες σταδίων μεγάλου μήκους ή εύκαμπτες γέφυρες, ιστοί και πύργοι.

Στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1991-1-4 (Δράσεις ανέμου), προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, λαμβάνοντας υπόψη τους προαναφερθέντες παράγοντες, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή



εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

### 3.2.5.2 Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής.

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο, και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση).

#### 3.2.5.2.1 Εξωτερική πίεση ( $W_e$ ).

Εξωτερική πίεση είναι η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα προς τις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από την σχέση :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (3.4)$$

όπου :

$q_p(z_e)$  η πίεση ταχύτητας αιχμής.

$z_e$  το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

$C_{pe}$  ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

#### 3.2.5.2.1.1 Πίεση αιχμής [ $q_p(z_e)$ ]

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot V_m^2(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (3.5)$$

όπου :

$\rho$  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  $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ )

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

$C_e(z)$  ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από την σχέση:

$$C_e(z) = q_p(z) / q_b \quad (3.6)$$

$q_b$  η βασική πίεση ίση προς

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot V_b^2 \quad (3.7)$$

όπου η βασική ταχύτητα ανέμου  $V_b$  ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II και είναι ίση με :

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} \quad (3.7)$$

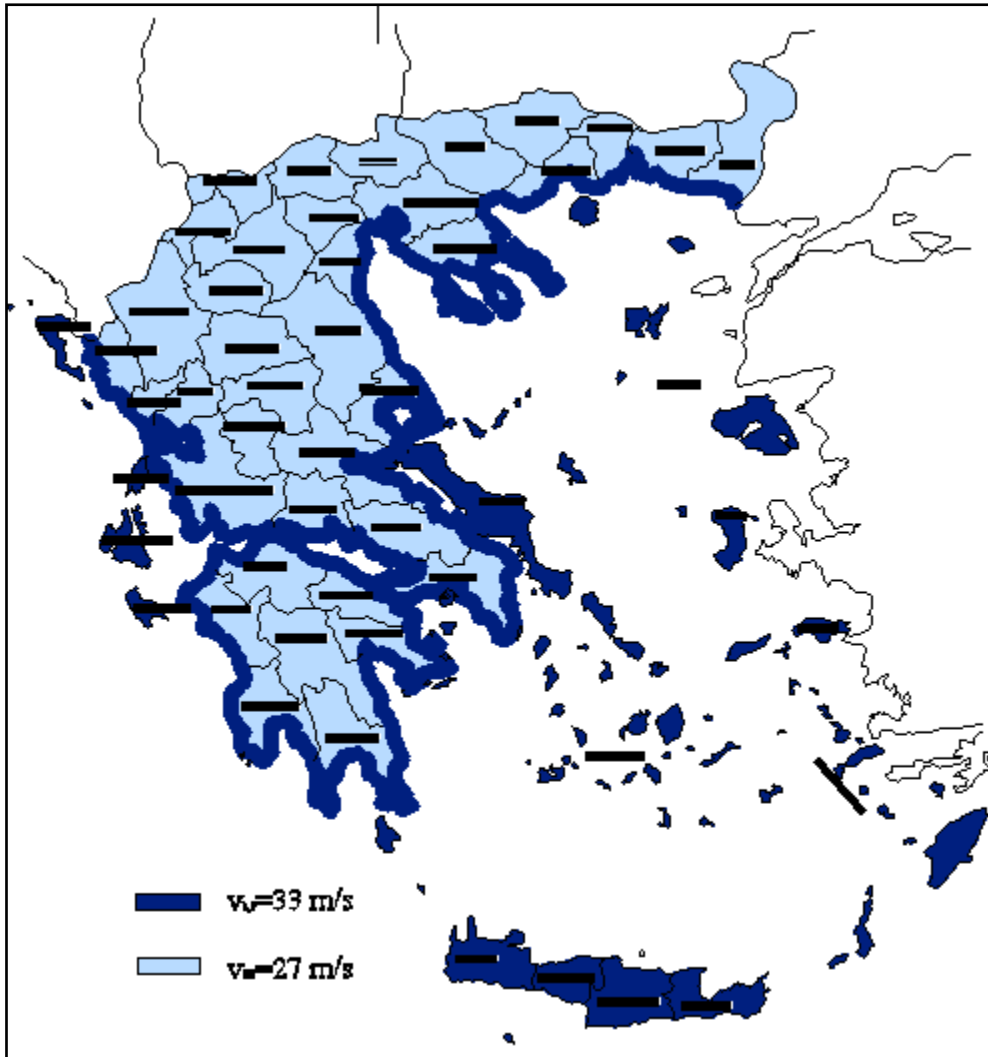
Στη σχέση αυτή είναι :

$C_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1)

$C_{season}$  ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1)

$v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως το γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $V_{b,0}$  για την χώρα μας ορίζεται σε 33 m/sec για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/sec για την υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 3.3: Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας του 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 από την σχέση

$$V_m(z) = C_r(z) * C_o(z) * V_b \quad (3.8)$$

όπου :

$C_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$C_o(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1)

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

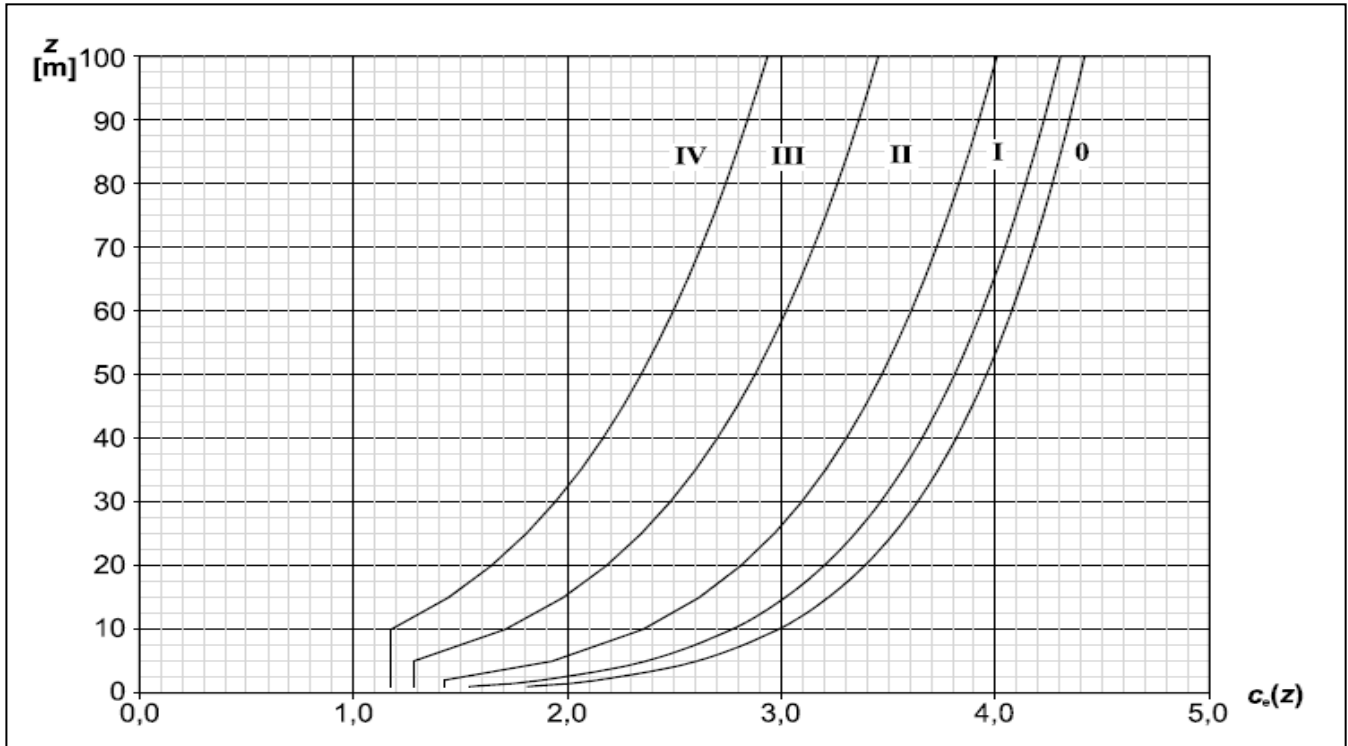
$$I_v(z) = \frac{kI}{C_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.9)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ για } z < z_{min} \quad (3.10)$$

όπου :

$k_I$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1)

Για επίπεδο εδάφους  $C_0(z)=1$ , ο συντελεστής έκθεσης  $C_e(z)$  δίνεται σε διάγραμμα στο παρακάτω σχήμα ως συνάρτηση του ύψους  $z$  πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 3.4: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $C_e(z)$  για  $C_0=1.0$  και  $k_I=1.0$

### 3.2.5.2.1.2 Συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας  $C_r(z)$  λαμβάνει υπόψη τη 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. Υπολογίζεται συναρτήσει του εδάφους με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις :

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}=200m \quad (3.11)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (3.12)$$

όπου:

$$k_t = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \text{ είναι ο συντελεστής εδάφους} \quad (3.13)$$

Στις σχέσεις αυτές :

$Z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m (βλέπε πίνακα )

$Z_{min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από πίνακα

$Z_{max}$  λαμβάνεται ίσο προς 200m

Η σχέση 3.1 ισχύει όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος, ώστε να μπορεί να θεωρείται σταθερή η κατηγορία εδάφους.

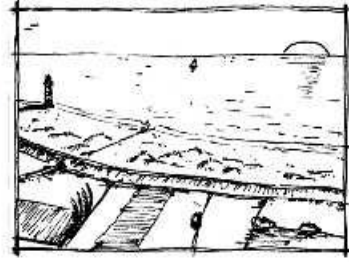
Προτεινόμενες τιμές για τα  $Z_0$  και  $Z_{min}$  δίνονται στον πίνακα για πέντε κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	$Z_0$ m	$Z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδί και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1,0	10

### Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



### Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



### Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



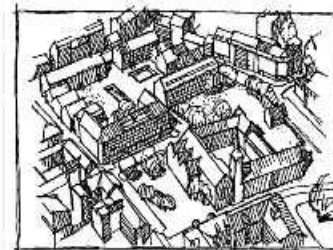
### Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



### Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



Σχήμα 3.5: Απεικονίσεις κάθε κατηγορίας εδάφους

### 3.2.5.2.1.3 Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

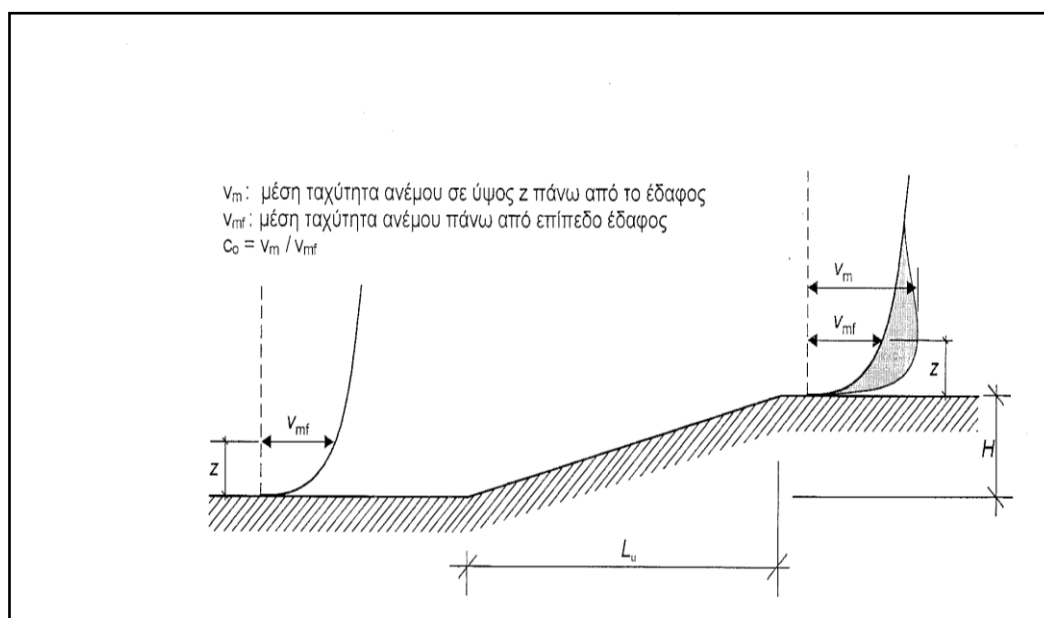
Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς, ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi = H/L_u$  κατά την διεύθυνση του ανέμου.

Η μεγαλύτερη αύξηση των ταχυτήτων του ανέμου συμβαίνει κοντά στην κορυφή της πλαγιάς και εκφράζεται μέσω του συντελεστή αυτού ο οποίος είναι ίσος με :

$$C_o(z) = V_m / V_{mf}$$

Προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις :

$$\begin{aligned} C_t &= 1 && \text{για } \Phi < 0.05 \\ C_t &= 1 + 2 * s * \Phi && \text{για } 0.05 < \Phi < 0.3 \\ C_t &= 1 + 0.6 * s && \text{για } \Phi > 0.3 \end{aligned} \quad (3.15)$$



Σχήμα 3.6: Απεικόνιση της αύξησης των ταχυτήτων του ανέμου λόγω τοπογραφικής διαμόρφωσης.

όπου:

$s$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης που προκύπτει από τα σχήματα συναρτήσεων των  $x/L_e$ ,  $x/L_u$  και  $z/L_e$ . Αναλυτικές εκφράσεις δίνονται στο Παράρτημα Α του prEN1991-1-4

$\Phi = H/L_u$  είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλευρά

$L_e$  είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά, προσδιορισμένο από τον Πίνακα 3.3

$L_u$  είναι το πραγματικό μήκος της προσήνεμης πλαγιάς

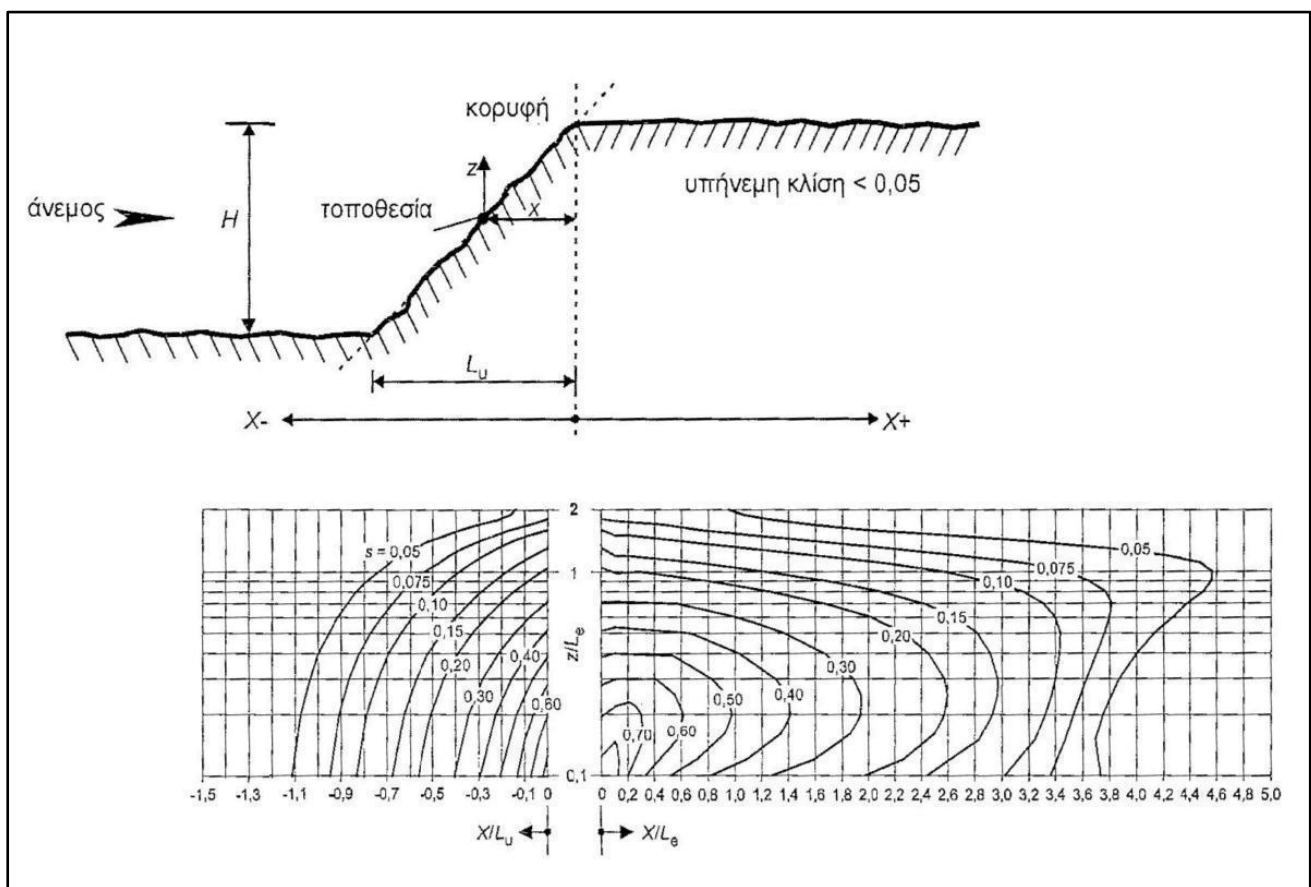
H είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας

X είναι η οριζόντια απόσταση της τοποθεσίας από την κορυφή του λόφου

Z είναι η κατακόρυφη απόσταση της τοποθεσίας από την επιφάνεια του εδάφους

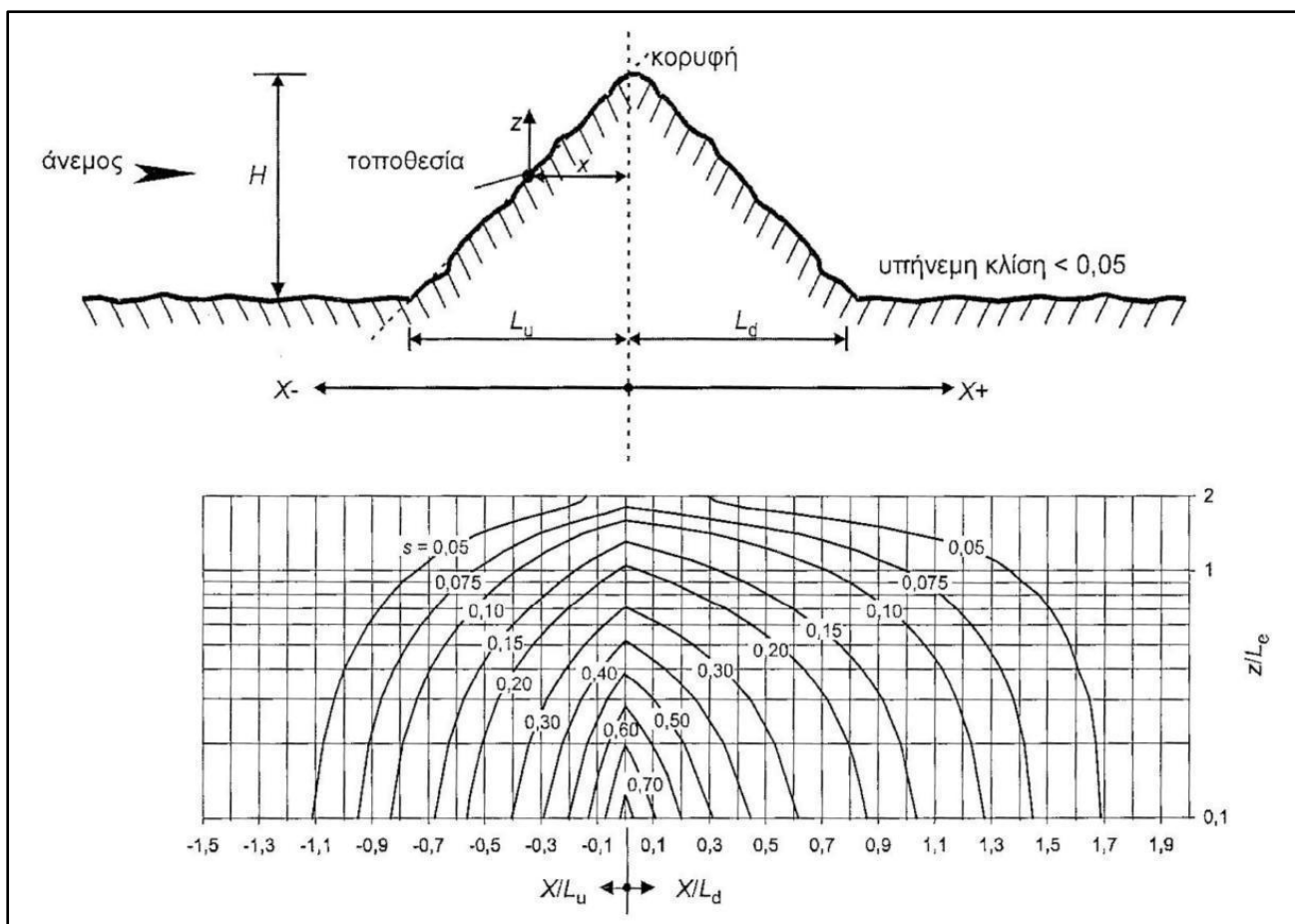
Πίνακας 3.3: Τιμές του ενεργού μήκους  $L_e$

Κλίση ( $\Phi = H/L_u$ )	
Ελαφρά ( $0.05 < \Phi < 0.3$ ) :	Απότομη ( $\Phi > 0.30$ )
$L_e = L_u$	$L_e = H/0.3$



Σχήμα 3.7: Συντελεστής  $s$  για γκρεμούς και εξάρσεις.





Σχήμα 3.8: Συντελεστής  $s$  για λόφους και κορυφές.

### 3.2.5.2.1.4 Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές, είναι οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $C_{pe}$  και εσωτερικής πίεσης  $C_{pi}$  και χρησιμοποιούνται προκειμένου να υπολογισθούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $C_{pe}$  εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$  και οι τιμές τους καθορίζονται από πίνακες για φορτιζόμενες επιφάνειες  $1m^2$  και  $10m^2$ , ανάλογα με την διαμόρφωση του κτιρίου. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:  $C_{pe,1}$  για τους τοπικούς συντελεστές και  $C_{pe,10}$  για τους καθολικούς συντελεστές αντίστοιχα. Οι τιμές για το  $C_{pe,1}$  εφαρμόζονται στο σχεδιασμό μικρών στοιχείων, με επιφάνεια του στοιχείου  $1m^2$  ή μικρότερη (π.χ. στοιχεία επικάλυψης και στέγασης) ενώ οι τιμές για το  $C_{pe,10}$  εφαρμόζονται στο σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού.

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $C_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

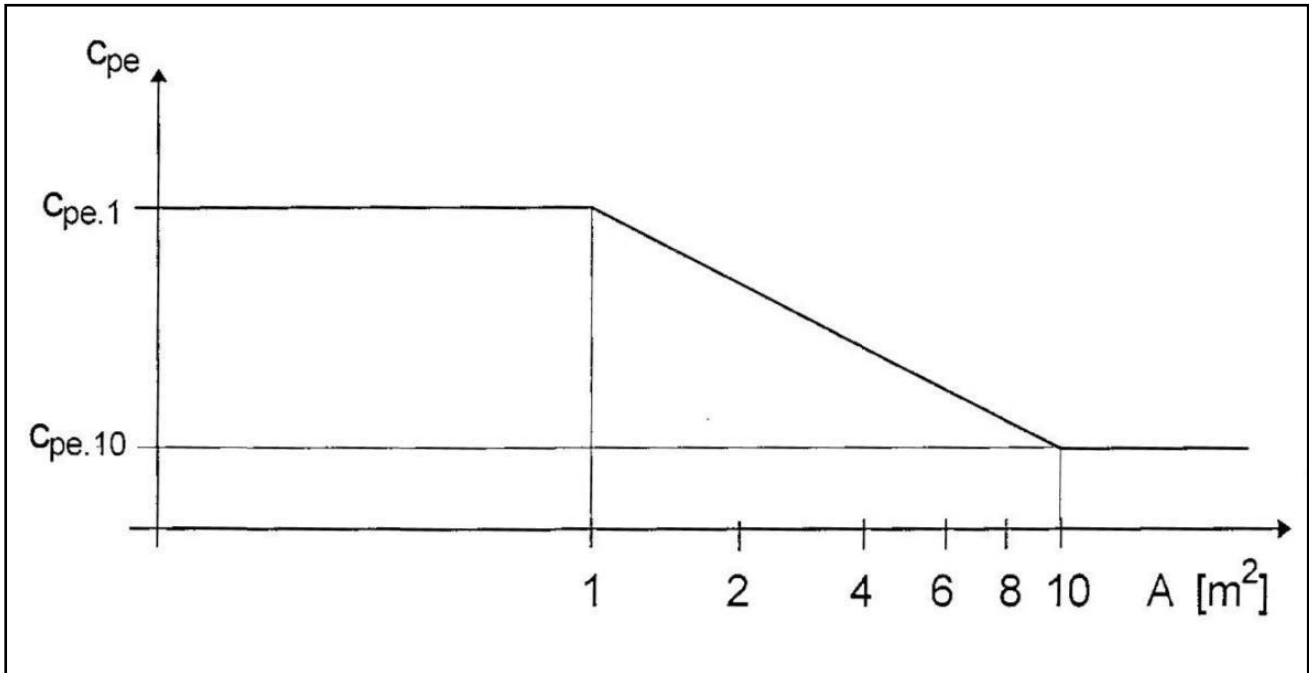
Ως φορτιζόμενη επιφάνεια  $A$ , θεωρείται η επιφάνεια η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του.

Στο σχήμα 3.9 απεικονίζεται η μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό

$$\text{για } A \leq 1 m^2 \quad \text{είναι } C_{pe} = C_{pe,1}$$

για  $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$  είναι  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log A$

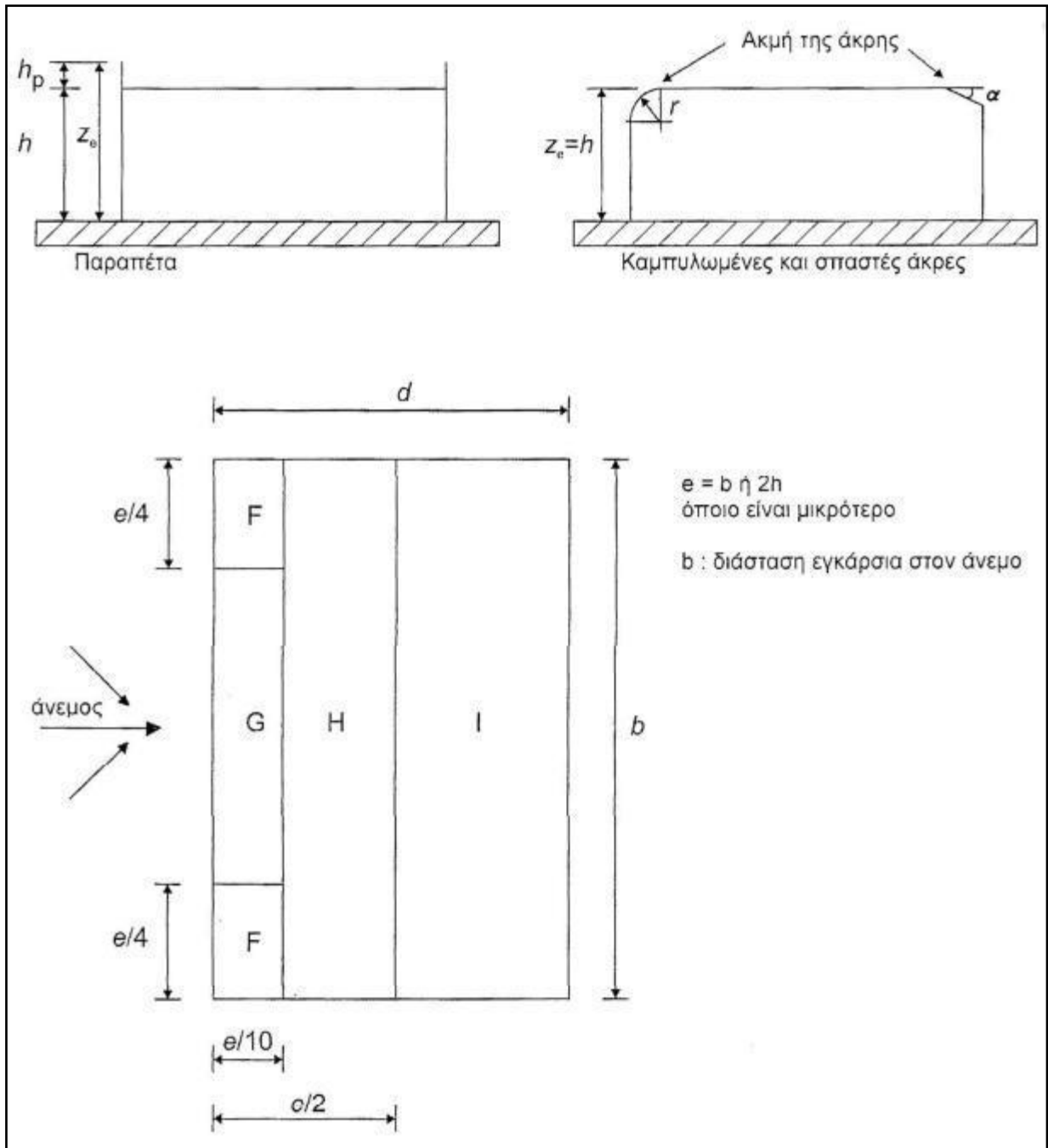
για  $A \geq 10 \text{ m}^2$  είναι  $C_{pe} = C_{pe,10}$



Σχήμα 3.9: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ .

#### 3.2.5.2.1.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες.

Ως οριζόντιες στέγες ορίζονται εκείνες που έχουν κλίση μέχρι  $\pm 5^\circ$  ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Η στέγη διαιρείται σε ζώνες (Σχήμα 3.10), και οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται από πίνακα (πίνακας 3.4).



Σχήμα 3.10: Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες.

Πίνακας 3.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες.

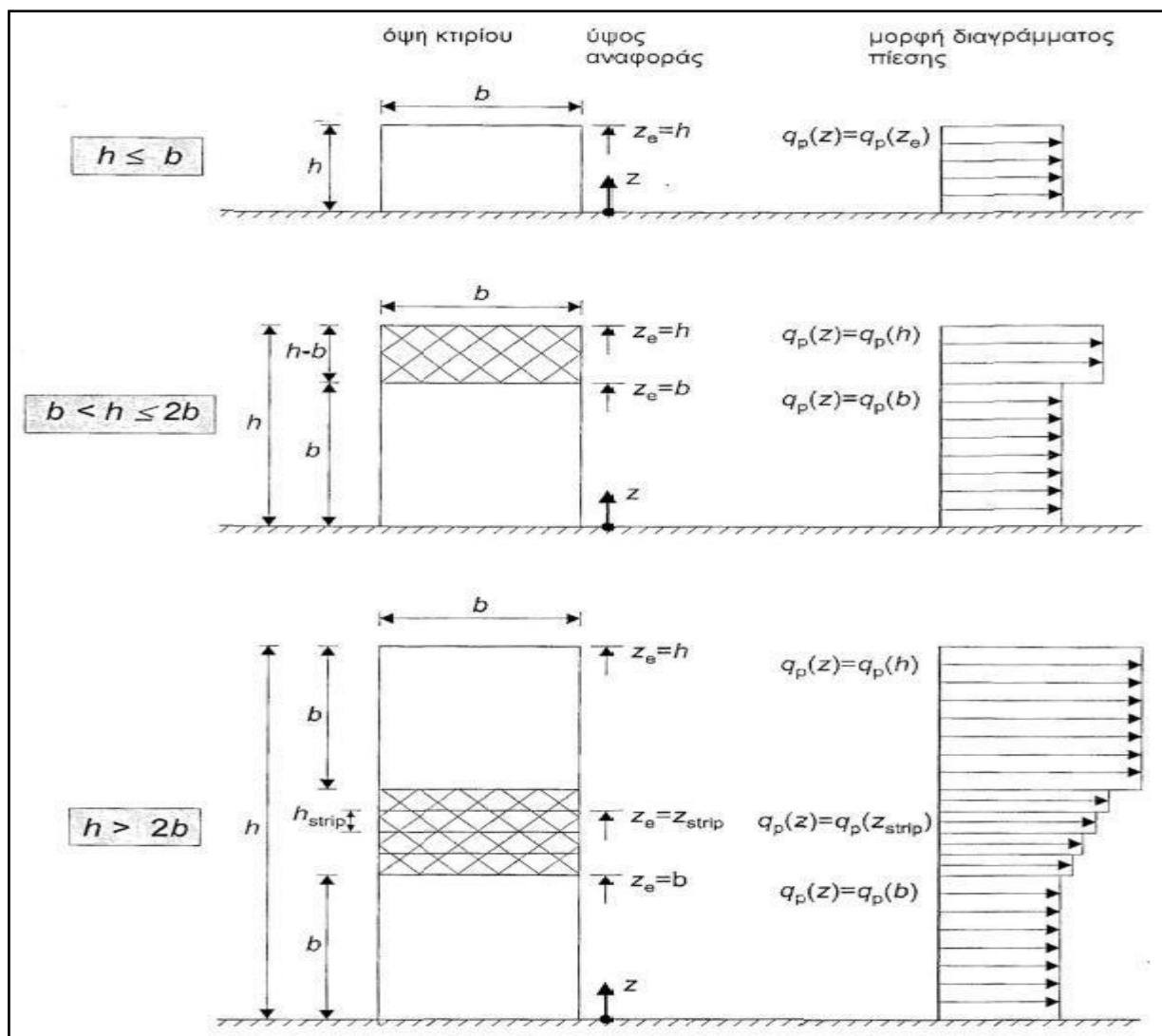
Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	
καμπύλα άκρα	$r/h=0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		±0,2	
	$r/h=0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		±0,2	
	$r/h=0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		±0,2	
κεκλιμένα άκρα	$\alpha=30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		±0,2	
	$\alpha=45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		±0,2	
	$\alpha=60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		±0,2	

Σημείωση:

- Σε στέγες με στηθαία ή καμπύλα άκρα, μπορεί να γίνεται με γραμμική παρεμβολή
- Για ενδιάμεσες τιμές των λόγων  $h_p/h$  και  $r/h$ .
- Σε στέγες με κεκλιμένα άκρα, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ , και  $60^\circ$ . Για  $\alpha > 60^\circ$  γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για  $\alpha=60^\circ$  και των τιμών για αιχμηρά άκρα.
- Στη ζώνη I της στέγης, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές των συντελεστών (θετική και αρνητική).

### 3.2.5.2.1.6 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη.

Η σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου, καθορίζει τον τρόπο προσδιορισμού του ύψους αναφοράς  $Z_e$ .



Σχήμα 3.11: Ύψος αναφοράς  $z_e^4$  συναρτήσει των  $h$  και  $b$  και κατανομή πιέσεων<sup>5</sup>.

Όπως προκύπτει από το σχήμα 3.10

- για  $h \leq b$  λαμβάνεται ως ένα τμήμα με  $z_e = h$ ,
- για  $b < h \leq 2b$  το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος  $z_e = b$  για το χαμηλότερο και  $z_e = h$  για το υπερκείμενο,
- για  $h > 2b$  το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος  $z_e = b$ , το υψηλότερο έχει ύψος  $z_e = h$  ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με  $b$ .

Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο προς το ύψος του κτιρίου.

<sup>4</sup> Το ύψος αναφοράς σε ελεύθερα ιστάμενους τοίχους λαμβάνεται ως  $z_e = h$  (Σχήμα 3.13).

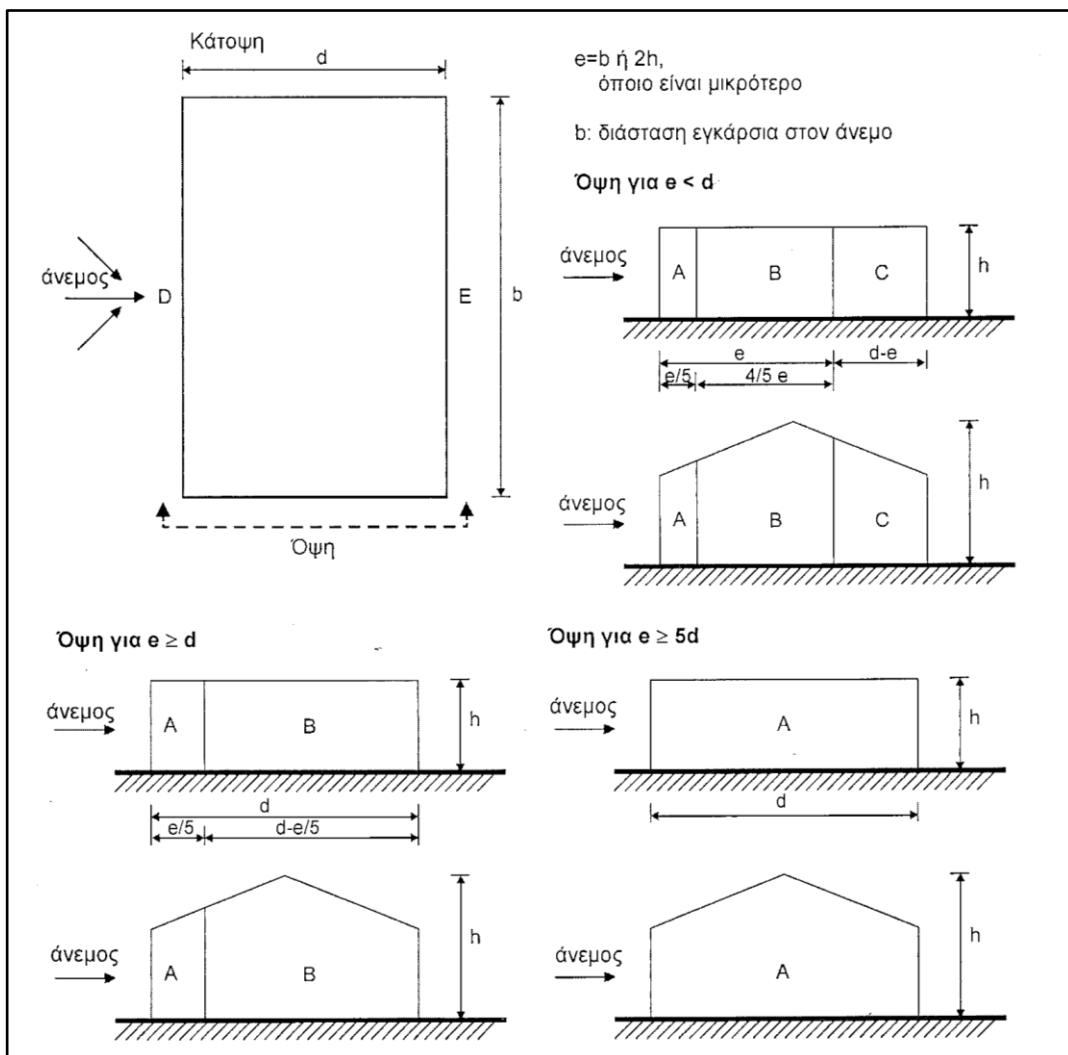
<sup>5</sup> Η αντίστοιχη πίεση στην ταχύτητα θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Στον Πίνακα 3.5 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $C_{pe,10}$ , και  $C_{pe,1}$  οι οποίοι αντιστοιχούν στους κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων σύμφωνα με τον συμβολισμό του Σχήματος 3.11.

Πίνακας 3.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους.

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	

Για ενδιάμεσες τιμές του  $h/d$  θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 3.12: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους.

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-4, σε περιπτώσεις όπου η δύναμη του ανέμου σε κτιριακές κατασκευές προσδιορίζεται με εφαρμογή των συντελεστών πίεσης  $C_{pe}$  στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά (ζώνες D και E) του κτιρίου ταυτόχρονα, η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων του ανέμου μεταξύ της προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς μπορεί να λαμβάνεται υπόψη. Για κτίρια με  $h/d \geq 5$  η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 1. Για κτίρια με  $h/d < 1$ , η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 0.85. Για ενδιάμεσες τιμές του  $h/d$  θα εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή.

### 3.2.5.2.1.7 Δυναμικός συντελεστής $C_s C_d$ .

Για τον προσδιορισμό δυνάμεων που επενεργούν σε μια κατασκευή και προέρχονται από ανεμοπίεση, απαραίτητος είναι και ο προσδιορισμός του δυναμικού συντελεστή  $C_s C_d$ . Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους : α) την παράμετρο μεγέθους  $C_s$  η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω της μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και β) η δυναμική παράμετρος  $C_d$  η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος και το πλάτος της. Η εκτίμηση του συγκεκριμένου συντελεστή γίνεται βάση διαγραμμάτων ή εφόσον η τιμή του είναι μεγαλύτερη από 1.10 με βάση την λεπτομερή διαδικασία που περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-4, παράγραφος 5.2).

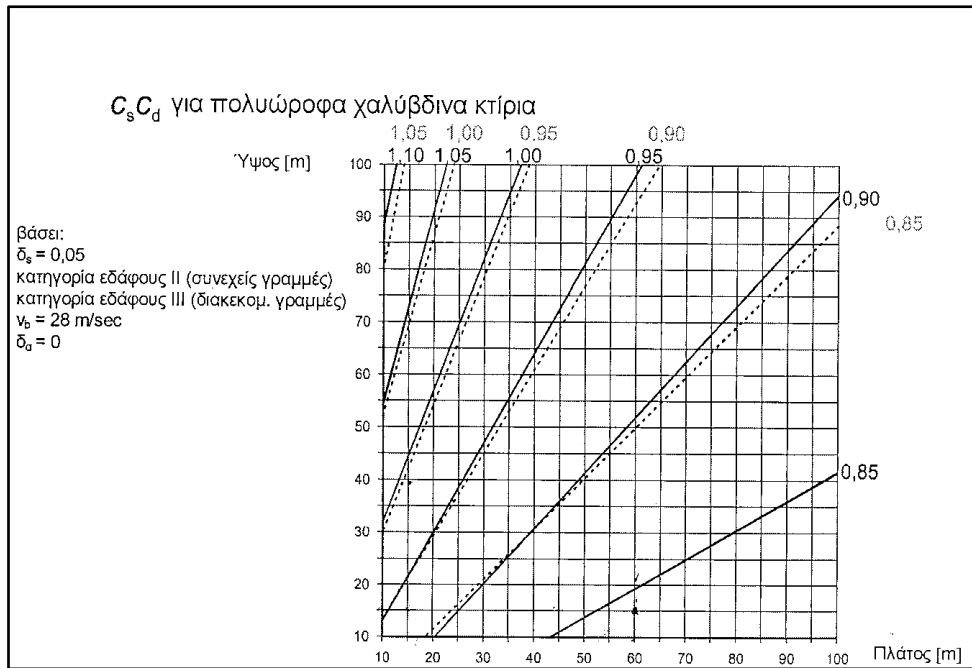
Ο Ευρωκώδικας 1, όσον αφορά τον προσδιορισμό της τιμής του δυναμικού συντελεστή  $C_s C_d$ , ορίζει και τις παρακάτω γενικές περιπτώσεις :

#### 1. Η τιμή του $C_s C_d = 1$

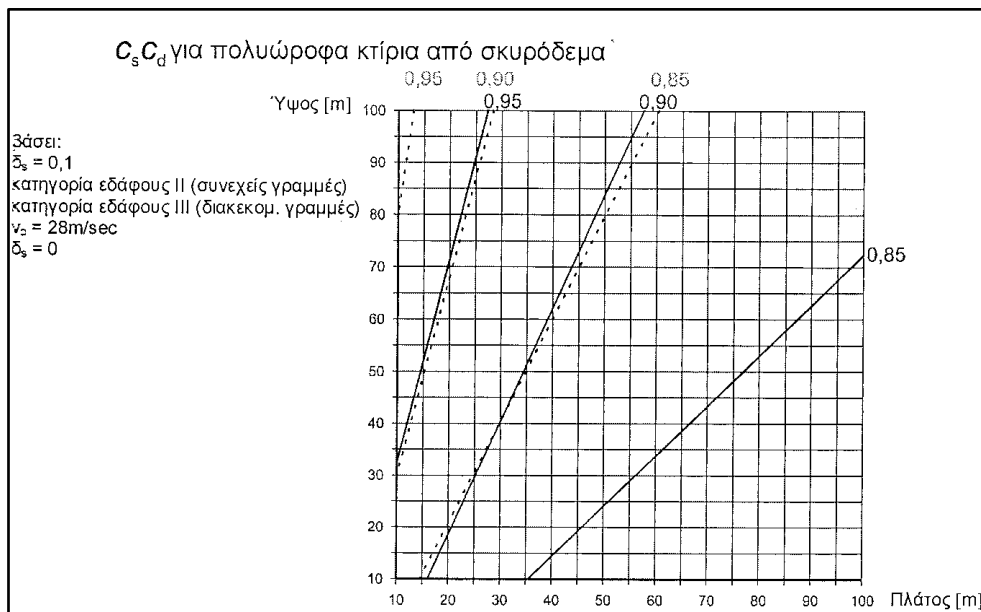
- Για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15m.
- Για στοιχεία πλευρικής επένδυσης και στέγης που έχουν ιδιοσυχνότητα μεγαλύτερη των 5 Hz.
- Για κτίρια με σκελετό και τοίχους τα οποία έχουν ύψος μικρότερο των 100m και των οποίων το ύψος είναι μικρότερο από το 4πλάσιο της διάστασης κατά την διεύθυνση του ανέμου.
- Για καπνοδόχους με κυκλικές διατομές των οποίων το ύψος είναι μικρότερο των 60m καθώς και του 6.5πλάσιου της διαμέτρου.

Για τις παραπάνω περιπτώσεις, η τιμή του δυναμικού συντελεστή μπορεί εναλλακτικά να υπολογιστεί με την λεπτομερή διαδικασία.

**2.** Για έργα πολιτικού μηχανικού που δεν αφορούν γέφυρες ή καπνοδόχους και κτίρια έξω από τους περιορισμούς των περιπτώσεων γ) και δ) ο δυναμικός συντελεστής  $C_s C_d$  μπορεί να λαμβάνεται μέσω διαγραμμάτων είτε μέσω της λεπτομερούς διαδικασίας.



Σχήμα 3.13:  $C_s C_d$  για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας.



Σχήμα 3.14:  $C_s C_d$ <sup>7</sup> για πολυώροφα κτίρια από σκυρόδεμα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας.

<sup>6</sup> Για τιμές του  $C_s C_d$  που υπερβαίνουν το 1.10 ο υπολογισμός γίνεται με την διαδικασία που περιγράφεται σε προηγούμενες σελίδες.

<sup>7</sup> Για τιμές του  $C_s C_d$  που υπερβαίνουν το 1.10 ο υπολογισμός γίνεται με την λεπτομερή διαδικασία. Ελάχιστη αποδεκτή τιμή  $C_s C_d = 0.85$ . Το ίδιο ισχύει και για τα πολυώροφα από σκυρόδεμα.



### 3.2.5.2.2 Εσωτερική πίεση

#### 3.2.5.2.2.1 Γενικά

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων.

Η πλευρά ενός κτιρίου θεωρείται *καθοριστική*, όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές:

$$C_{pi} = 0.75 * C_{pe} \quad (3.16)$$

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές :

$$C_{pi} = 0.90 * C_{pe} \quad (3.17)$$

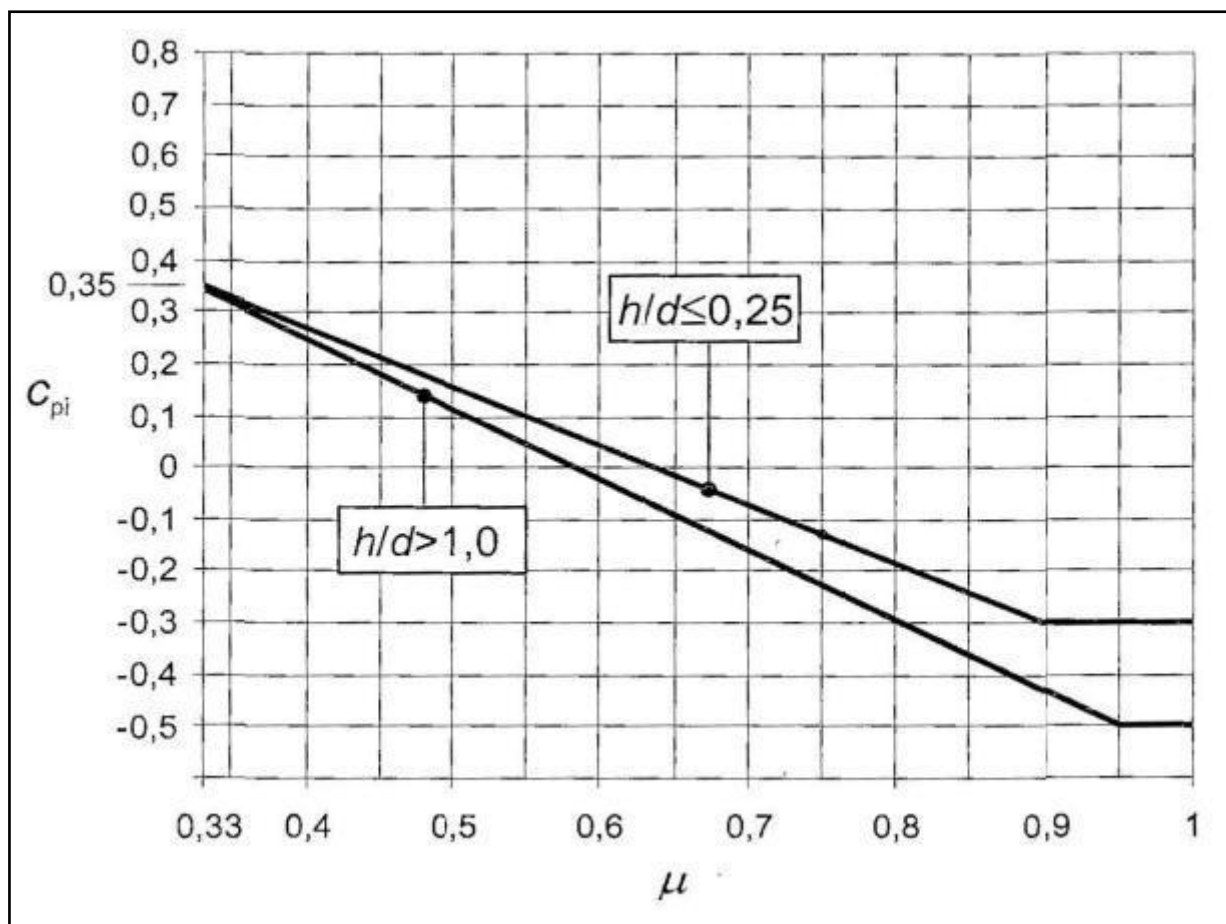
όπου:

**C<sub>pe</sub>** είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι μεταξύ του διπλάσιου και του τριπλάσιου της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή .

Για κτίρια *χωρίς* καθοριστική πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης **C<sub>pi</sub>** προσδιορίζεται από το σχήμα 3.19 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων **μ** για κάθε διεύθυνση του ανέμου που θα προσδιορίζεται από την σχέση :

$$\mu = \frac{\text{Σεπιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } C_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν}}{\text{Σεπιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}} \quad (3.18)$$



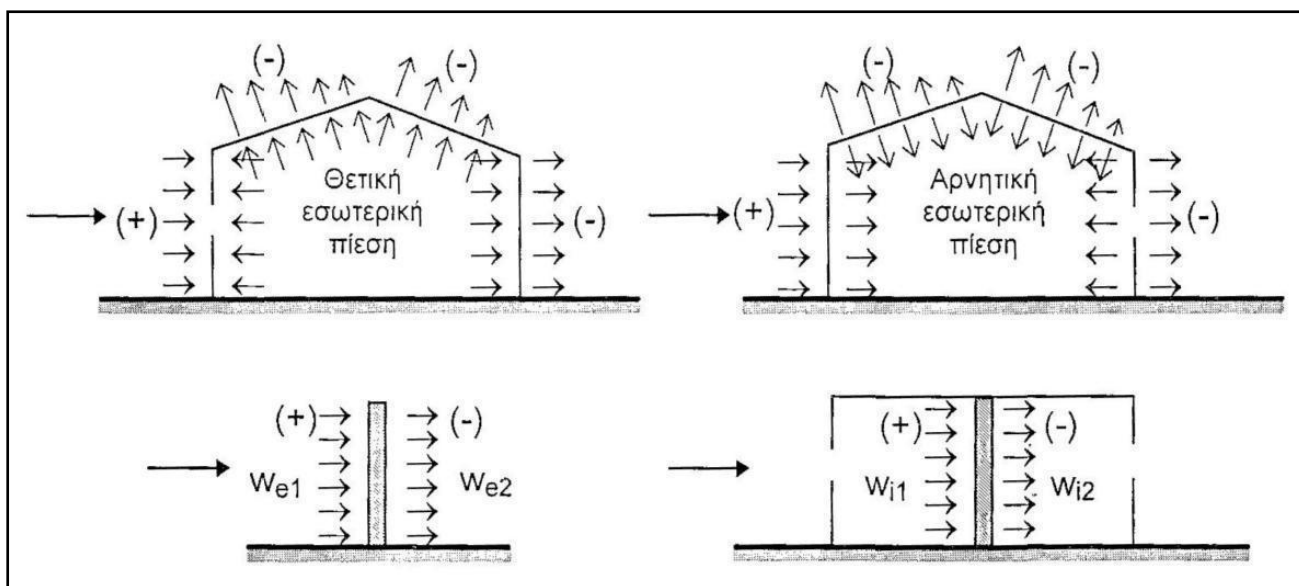
Σχήμα 3.15: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα.

#### 3.2.5.2.2.2 Ύψος αναφοράς εσωτερικής πίεσης.

Το ύψος αναφοράς  $Z_i$  για τις εσωτερικές πιέσεις θα λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς  $Z_e$  για τις εξωτερικές πιέσεις, στις πλευρές που συνεισφέρουν με τα ανοίγματα τους στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης. Εάν υπάρχουν πολλά ανοίγματα για τον καθορισμό του  $Z_i$  θα χρησιμοποιηθεί η μεγαλύτερη τιμή του  $Z_e$ .

#### 3.2.5.2.2.3 Τελική πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.



Σχήμα 3.16 : Σήμανση της πίεσης επί των επιφανειών.

### 3.2.5.3 Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στην παρούσα εργασία.

Οι υπολογισμοί των φορτίων ανέμου στην παρούσα εργασία έγιναν με δεδομένη την πίεση αναφοράς :  $q_b = 1 \text{ KN/m}^2$ .

#### Προσδιορισμός ταχύτητας αναφοράς.

$$\text{Ισχύει : } q_b = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * V_b^2 \rightarrow V_b = 40 \frac{\text{m}}{\text{sec}}$$

#### Υπολογισμός του συντελεστή έκθεσης συναρτήσει του ύψους z.

Ύψος z (m)	z <sub>0</sub> (m)	z <sub>0,II</sub> (m)	z <sub>min</sub> (m)	z <sub>max</sub> (m)	ln(z/z <sub>0</sub> )	ln(z <sub>min</sub> /z <sub>0</sub> )	Συντελεστ. εδάφους k <sub>r</sub>	Συντελεστής τραχ/τας C <sub>r(z)</sub>	Ένταση στροβιλισμού I <sub>v(z)</sub>
0,000	0,300	0,050	5,000	200,000	0,000	2,813	0,215	0,606	0,355
1,000	0,300	0,050	5,000	200,000	0,000	2,813	0,215	0,606	0,355
2,000	0,300	0,050	5,000	200,000	0,000	2,813	0,215	0,606	0,355
3,000	0,300	0,050	5,000	200,000	0,000	2,813	0,215	0,606	0,355
4,000	0,300	0,050	5,000	200,000	0,000	2,813	0,215	0,606	0,355
5,000	0,300	0,050	5,000	200,000	2,813	0,000	0,215	0,606	0,355
6,000	0,300	0,050	5,000	200,000	2,996	0,000	0,215	0,645	0,334
7,000	0,300	0,050	5,000	200,000	3,150	0,000	0,215	0,678	0,317
8,000	0,300	0,050	5,000	200,000	3,283	0,000	0,215	0,707	0,305
9,000	0,300	0,050	5,000	200,000	3,401	0,000	0,215	0,733	0,294
10,000	0,300	0,050	5,000	200,000	3,507	0,000	0,215	0,755	0,285
11,000	0,300	0,050	5,000	200,000	3,602	0,000	0,215	0,776	0,278

12,000	0,300	0,050	5,000	200,000	3,689	0,000	0,215	0,795	0,271
13,000	0,300	0,050	5,000	200,000	3,769	0,000	0,215	0,812	0,265

**Υπολογισμός του συντελεστή έκθεσης συναρτήσει του ύψους z (συνέχεια).**

Πυκνότητα ανέμου $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Μέση ταχύτητα ανέμου $V_m$ (m/sec)	Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ (kN/m <sup>2</sup> )	Πίεση αναφοράς $q_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	Συντελεστής έκθεσης $C_e(z)$
1,250	40,000	3,488	1,000	3,488
1,250	40,000	3,488	1,000	3,488
1,250	40,000	3,488	1,000	3,488
1,250	40,000	3,488	1,000	3,488
1,250	40,000	3,488	1,000	3,488
1,250	40,000	3,488	1,000	3,488
1,250	40,000	3,337	1,000	3,337
1,250	40,000	3,222	1,000	3,222
1,250	40,000	3,132	1,000	3,132
1,250	40,000	3,058	1,000	3,058
1,250	40,000	2,996	1,000	2,996
1,250	40,000	2,943	1,000	2,943
1,250	40,000	2,898	1,000	2,898
1,250	40,000	2,857	1,000	2,857

**1<sup>η</sup> περίπτωση :άνεμος κατά + χχ**

**i) Υπολογισμός συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $C_{pe,10}$**

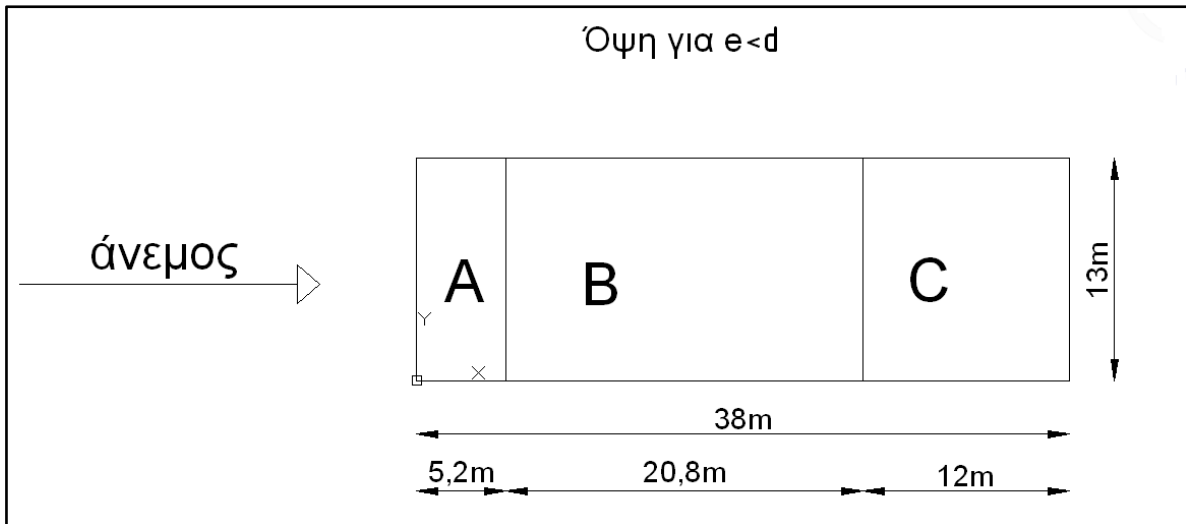
$$b=38 \text{ m}$$

$$e= \min(b,2 \cdot h)= \min(38\text{m}, 2 \cdot 13\text{m})=26\text{m}$$

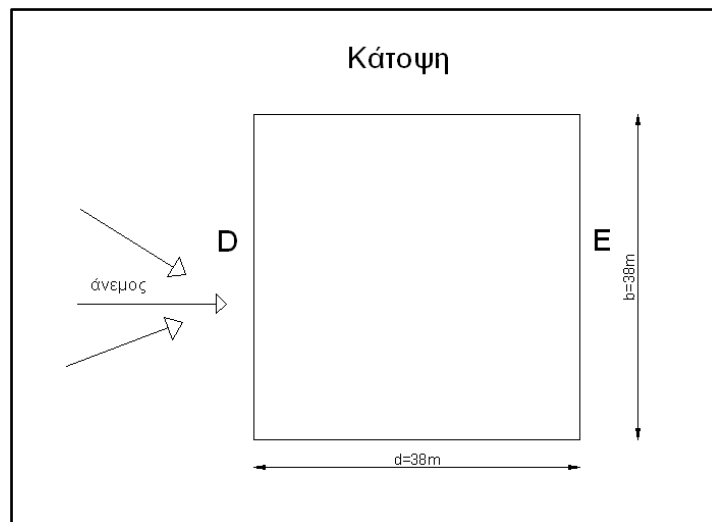
$$e/5=26\text{m}/5=5.2\text{m}$$

$$d=38\text{m} > e=26\text{m} \text{ (σχήμα 3.12)}$$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης θα υπολογισθούν για  $h/d=13/38=0.342 > 0.25$  με την μέθοδο γραμμικής παρεμβολής (πίνακας 3.5).



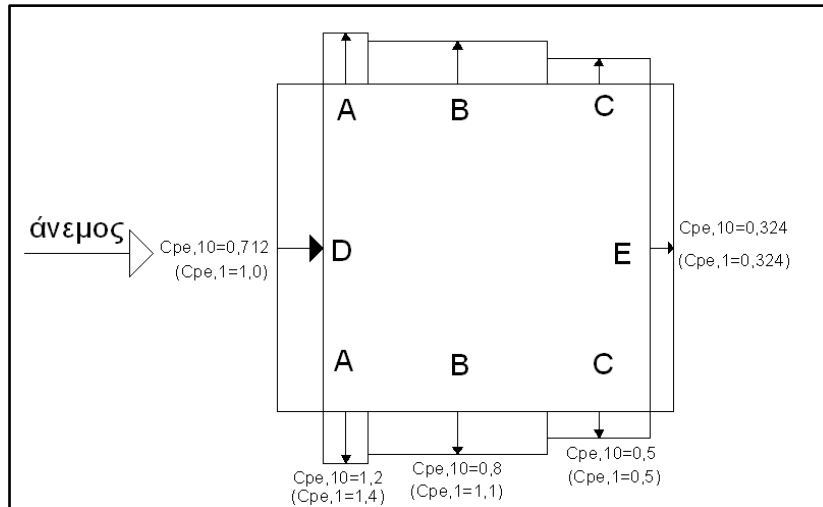
Σχήμα 3.17: Όψη κτιρίου με άνεμο +χχ.



Σχήμα 3.18: Κάτοψη κτιρίου με άνεμο +χχ.

Πίνακας 3.6: Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων κατά χχ.

Ζώνη	z(m)	$q_p(z)$	$C_{pe,10}$	$W_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$W_{pe,1}$
A	13,000	2,857	1,200	3,428	1,400	4,00
B	13,000	2,857	0,800	2,286	1,100	3,14
C	13,000	2,857	0,500	1,429	0,500	1,43
D	13,000	2,857	0,712	2,034	1,000	2,86
E	13,000	2,857	0,324	0,926	0,324	0,93



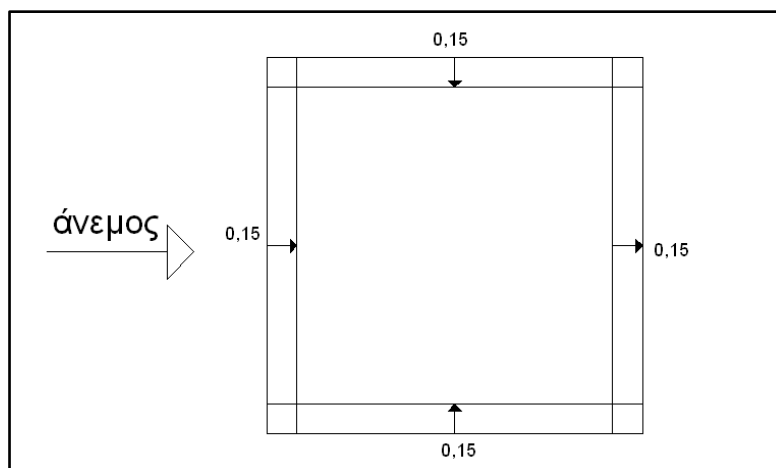
Σχήμα 3.19.: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και κατανομή εξωτερικής πίεσης για άνεμο +χχ.

ii) **Εσωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων**

$$h/d=13/18=0,342 > 0,25, \text{ εκτιμώ } \mu = 0,75$$

από σχήμα 3.19  $C_{pi} = -0,15$

$$\text{οπότε η εσωτερική πίεση ισούται με : } W_i = 2,857 * (-0,15) = -0,429$$



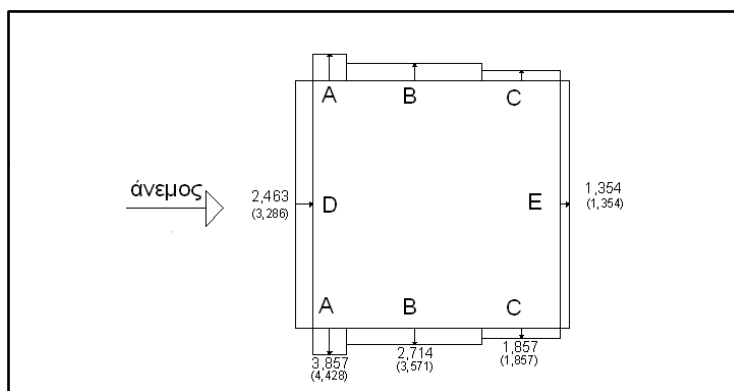
Σχήμα 3.20: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης και κατανομή εσωτερικής πίεσης για άνεμο+ χχ.

iii) Τελικές πιέσεις

Ισχύει :  $W_{pe,10-Wi}$  και  $W_{pe,1-Wi}$

Πίνακας 3.7 : Τιμές τελικής πίεσης.

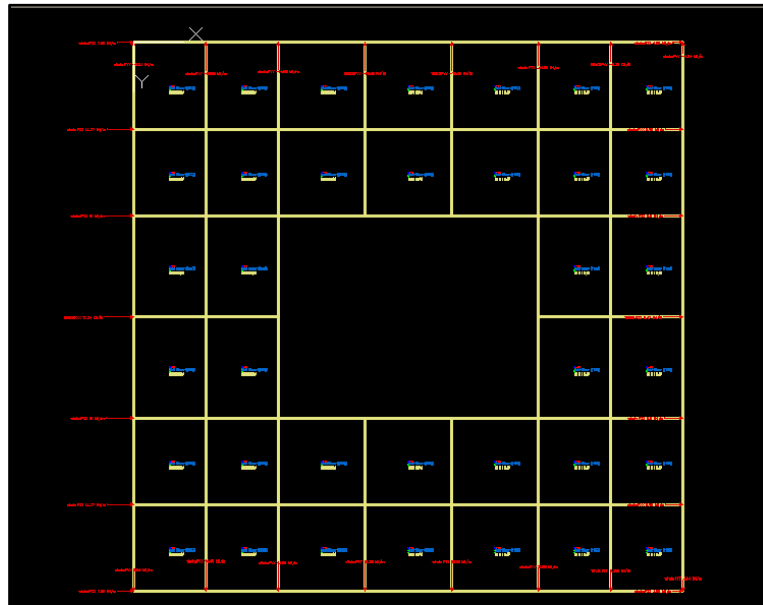
Ζώνη	z(m)	Τελική πίεση KN/m <sup>2</sup> (cpe,10)	Τελική πίεση KN/m <sup>2</sup> (cpe,1)
A	13,000	3,857	4,428
B	13,000	2,714	3,571
C	13,000	1,857	1,857
D	13,000	2,463	3,286
E	13,000	1,354	1,354



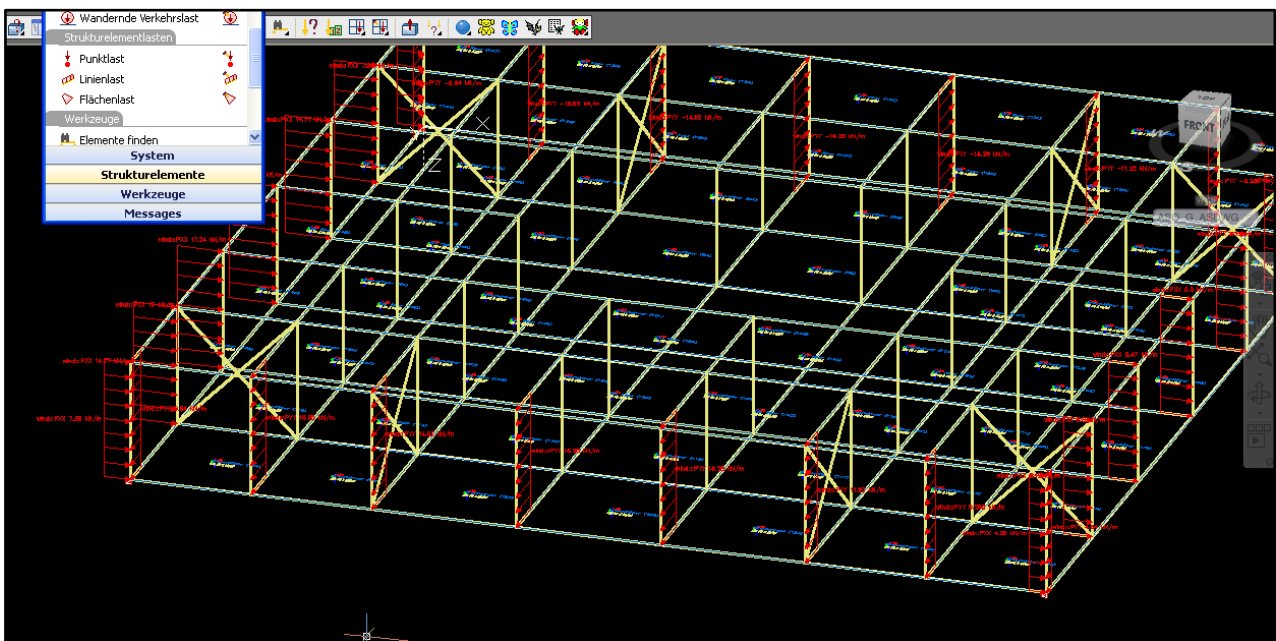
Σχήμα 3.21: Τελικοί συντελεστές πίεσης και κατανομή τελικών πιέσεων για άνεμο +χχ.

Πίνακας 3.8:Κατανομή του φορτίου του ανέμου στα υποστυλώματα για άνεμο +χχ.

A/Y	Υπήνεμα	Προσήνεμα	Παράπλευρα
1	$2,463 \cdot 3 = 7,38 \text{ KN/m}$	$1,354 \cdot 3 = 4,06 \text{ KN/m}$	$3,85 \cdot 2,5 = 9,64 \text{ KN/m}$
2	$2,436 \cdot 6 = 14,77$	$1,354 \cdot 6 = 8,12$	$2,7 \cdot 3,857 + 2,3 \cdot 2,714 = 16,65$
3	$2,436 \cdot 6,5 = 16$	$1,354 \cdot 6,5 = 8,80$	$5,5 \cdot 2,714 = 14,92$
4	$2,436 \cdot 7 = 17,24$	$1,354 \cdot 7 = 9,47$	$6 \cdot 2,714 = 16,28$
5	$2,436 \cdot 6,5 = 16$	$1,354 \cdot 6,5 = 8,80$	$6 \cdot 2,714 = 16,28$
6	$2,436 \cdot 6 = 14,77$	$1,354 \cdot 6 = 8,12$	$2 \cdot 2,714 + 3,5 \cdot 1,857 = 11,92$
7	$2,436 \cdot 3 = 7,38$	$1,354 \cdot 3 = 4,06$	$5 \cdot 1,857 = 9,285$
8			$2,5 \cdot 1,857 = 4,64$



Κάτοψη κτιρίου με δράση ανέμου στην +xχ διεύθυνση.



Κατανομή του φορτίου του ανέμου, διεύθυνσης +xχ ,στα υποστυλώματα.

**2<sup>η</sup> περίπτωση: άνεμος κατά -xχ**

Για την περίπτωση πνοής ανέμου κατά -xχ λόγω συμμετρίας του φορέα προκύπτουν ακριβώς οι ίδιες τιμές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων με την 1<sup>η</sup> περίπτωση.

**3<sup>η</sup> περίπτωση :άνεμος κατά +yy**



i) Υπολογισμός συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $C_{pe,10}$

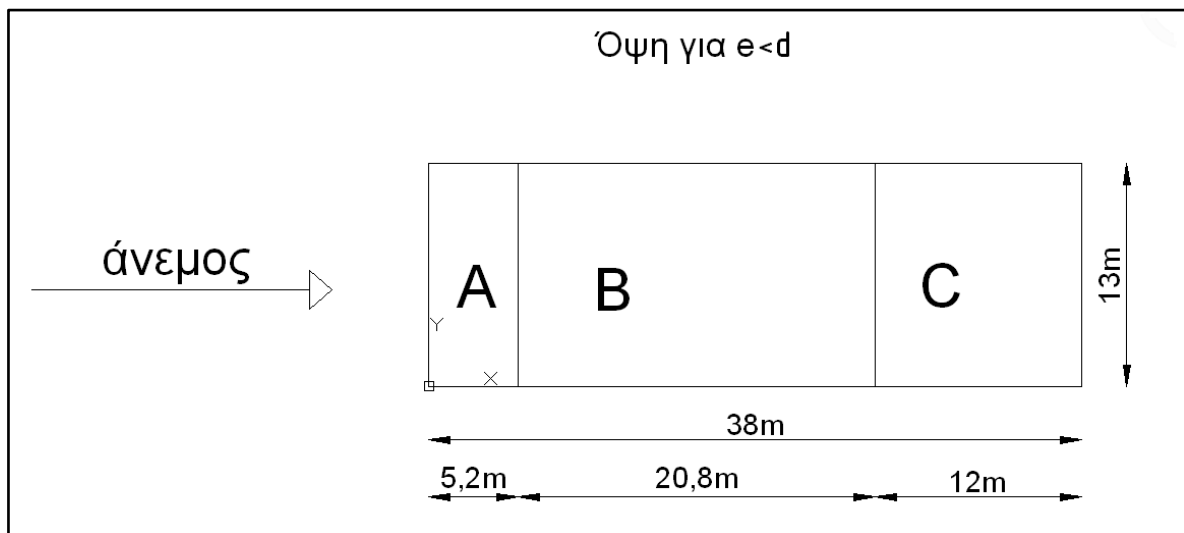
$$b=38 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(38 \text{ m}, 2 \cdot 13 \text{ m}) = 26 \text{ m}$$

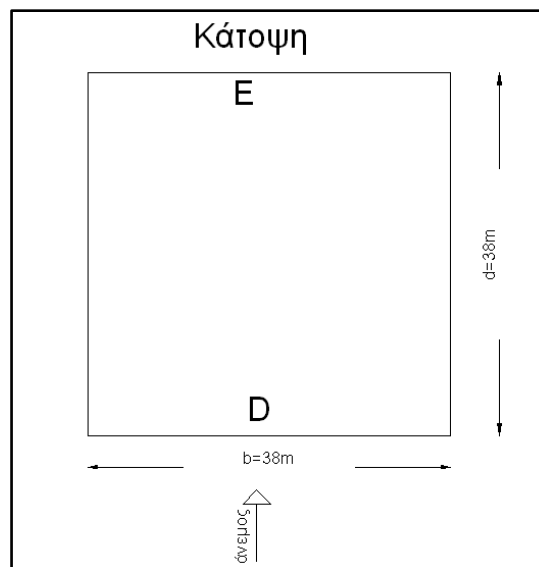
$$e/5 = 26 \text{ m} / 5 = 5.2 \text{ m}$$

$$d = 38 \text{ m} > e = 26 \text{ m} \text{ (σχήμα 3.12)}$$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης θα υπολογισθούν για  $h/d = 13/38 = 0.342 > 0.25$  με την μέθοδο της γραμμικής παρεμβολής (πίνακας 3.5).



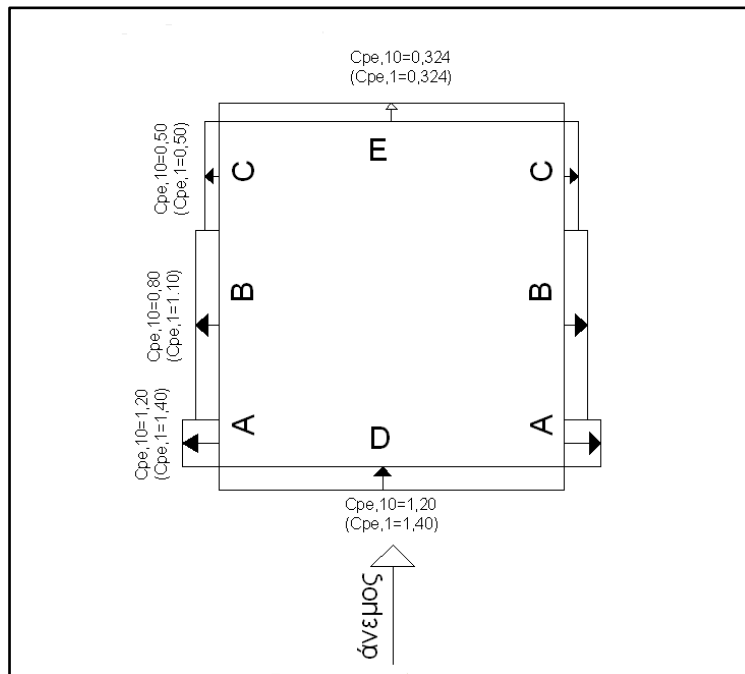
Σχήμα 3.22: Όψη κατασκευής για άνεμο +yy.



Σχήμα 3.23: Κάτοψη κατασκευής για άνεμο +yy.

Πίνακας 3.9: Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων κατά yy.

Ζώνη	z(m)	$q_p(z)$	$C_{pe,10}$	$W_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$W_{pe,1}$
A	13,000	2,857	1,200	3,428	1,400	4,800
B	13,000	2,857	0,800	2,286	1,100	2,514
C	13,000	2,857	0,500	1,429	0,500	0,714
D	13,000	2,857	0,712	2,034	1,000	2,034
E	13,000	2,857	0,324	0,926	0,324	0,300



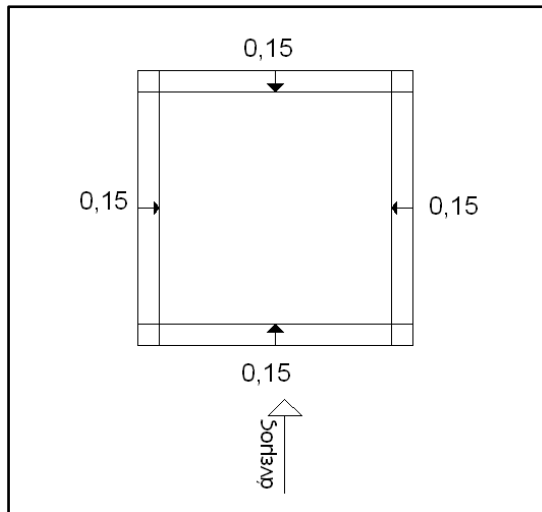
Σχήμα 3.24: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και κατανομή εξωτερικής πίεσης για άνεμο yy.

ii) **Εσωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων**

$h/d=13/18=0.342 > 0,25$ , εκτιμώ  $\mu = 0.75$

από σχήμα 3.19  $C_{pi} = -0,15$

οπότε η εσωτερική πίεση ισούται με :  $W_i = 2,857 * (-0,15) = -0,429$



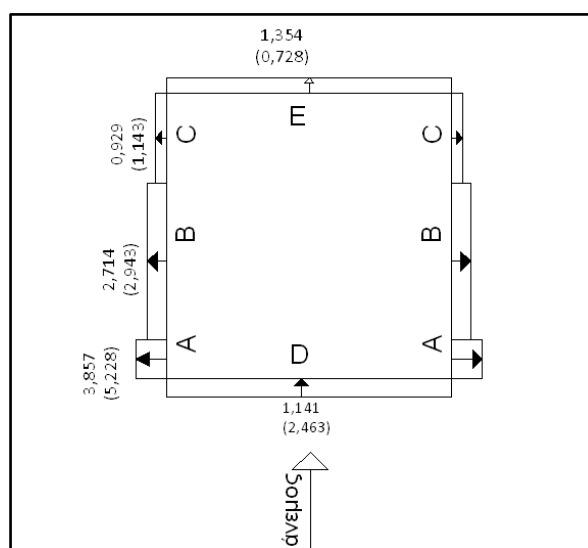
Σχήμα 3.25: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης και κατανομή εσωτερικής πίεσης για άνεμο yy.

### iii) Τελικές πιέσεις

Ισχύει :  $W_{pe,10} - W_i$  και  $W_{pe,1} - W_i$

Πίνακας 3.10: Τιμές τελικής πίεσης.

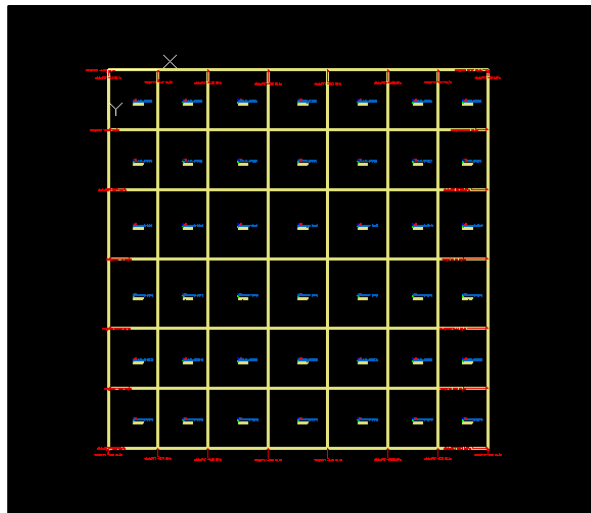
Ζώνη	z(m)	Τελική πίεση KN/m <sup>2</sup> (cpe,10)	Τελική πίεση KN/m <sup>2</sup> (cpe,1)
A	13,000	3,857	5,228
B	13,000	2,714	2,943
C	13,000	0,929	1,143
D	13,000	1,141	2,463
E	13,000	1,354	0,728



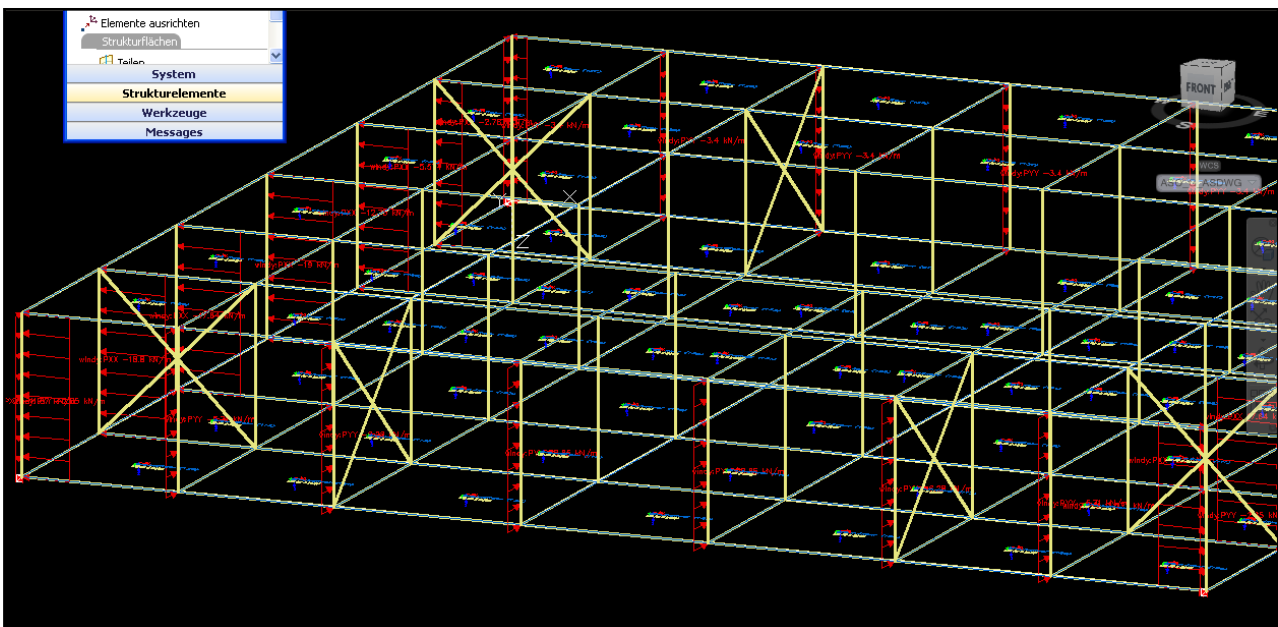
Σχήμα 3.26: Τελικοί συντελεστές πίεσης και κατανομή τελικών πιέσεων για άνεμο + yy.

Πίνακας 3.11: Κατανομή του φορτίου του ανέμου στα υποστυλώματα για άνεμο +yy.

A/Y	Προσήνεμα	Υπήνεμα	Παράπλευρα
1	$1,141 * 2,5 = 2,85$	$1,354 * 2,5 = 3,40$	$3 * 3,857 = 11,571 \text{KN/m}$
2	$1,141 * 5 = 5,71$	$1,354 * 5 = 6,77$	$2,2 * 3,857 + 3,80 * 2,714 = 18,80$
3	$1,141 * 5,5 = 6,28$	$1,354 * 5,5 = 7,45$	$6,5 * 2,714 = 17,641$
4	$1,141 * 6 = 6,85$	$1,354 * 6 = 8,12$	$7 * 2,714 = 19$
5	$1,141 * 6 = 6,85$	$1,354 * 6 = 8,12$	$3,5 * 2,714 + 3,5 * 0,929 = 12,750$
6	$1,141 * 5,5 = 6,28$	$1,354 * 5,5 = 7,45$	$6 * 0,929 = 5,574$
7	$1,141 * 5 = 5,71$	$1,354 * 5 = 6,77$	$3 * 0,929 = 2,787$
8	$1,141 * 2,5 = 2,85$	$1,354 * 2,5 = 3,40$	



Κάτοψη κτιρίου με δράση ανέμου στην +yy διεύθυνση.



Κατανομή του φορτίου του ανέμου, διεύθυνσης +yy ,στα υποστυλώματα.

**4<sup>η</sup> περίπτωση: άνεμος κατά  $-yy$ .**

Για την περίπτωση πνοής ανέμου κατά  $-yy$  λόγω συμμετρίας του φορέα προκύπτουν ακριβώς οι ίδιες τιμές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων με την 3<sup>η</sup> περίπτωση.

## 4 Συνδυασμοί Δράσεων

### 4.1 Γενικά

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

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

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

### 4.2 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 δυο κατηγορίες:

1. *Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS)*, συμπεριλαμβάνουν φαινόμενα όπως οι πλαστικές αντοχές, η απώλεια ευστάθειας, η θραύση, η κόπωση, η ανατροπή και άλλα, που συνδέονται με την κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του. Γενικότερα, σχετίζονται άμεσα με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και των περιεχομένων του.

2. *Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS)*, συμπεριλαμβάνουν φαινόμενα όπως οι μετατοπίσεις, οι ταλαντώσεις οι ρηγματώσεις και άλλα που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Γενικότερα, σχετίζονται άμεσα με την λειτουργικότητα μιας κατασκευής για την άνεση του χρήστη και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.

Οι παραπάνω οριακές καταστάσεις προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι με την μονάδα. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων, για την συγκεκριμένη οριακή κατάσταση, προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

### 4.3 Καταστάσεις Σχεδιασμού

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με την χρήση των λεγόμενων *καταστάσεων σχεδιασμού* που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της<sup>8</sup>. Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται στις παρακάτω κατηγορίες :

1. *Καταστάσεις διάρκειας*, οι οποίες αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
2. *Παροδικές καταστάσεις*, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες π.χ. κατά την φάση ανέγερσης ή επισκευών.
3. *Τυχηματικές καταστάσεις*, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
4. *Καταστάσεις σεισμού*, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οι δράσεις που καταπονούν την προς μελέτη κατασκευή με την μορφή συνδυασμών και για τις παραπάνω καταστάσεις σχεδιασμού είναι:

- *Μόνιμα φορτία*
  - a) Ίδιο βάρος κατασκευής G.
  - b) Βάρος επικαλύψεων.
  - c) Μηχανολογικά φορτία.
  
- *Κινητά φορτία*
  - a) Κινητό φορτίο υπογείων και ορόφων Q1.
  
  - b) Κινητό φορτίο στέγης Q2.
  - c) Φορτίο χιονιού s.
  - d) Φορτίο ανέμου W.
  
- *Φορτία σεισμού E.*

### 4.4 Συνδυασμός 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. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται οι δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

*Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας:*

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

---

<sup>8</sup> Η διάρκεια ζωής έργου για τα κτιριακά έργα είναι πενήντα χρόνια .

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" \Psi_{1,1} (\text{ή } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

*Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:*

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \Sigma \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \Psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Θα πρέπει να σημειωθεί, πως η μόρφωση των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων). Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής :

Πίνακας 4.1: Συμβολισμοί και επεξηγήσεις των συνδυασμών δράσεων.

"+"	σημαίνει επαλληλία
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
$A_d$	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$A_{Ed}$	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
$\gamma_P$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση



$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i
$\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ( $\gamma$ ), χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητας στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

- Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές
  - i. Για μόνιμες δράσεις
    - ii.i  $\gamma_{G,j,sup} = 1.35$  (δυσμενής επιρροή)
    - ii.ii  $\gamma_{G,j,inf} = 1.00$  (δυσμενής επιρροή)
  - ii. Για μεταβλητές δράσεις
    - ii.i  $\gamma_{G,sup} = 1.50$  (δυσμενής επιρροή)
    - ii.ii  $\gamma_{G,inf} = 0.00$  (ευμενής επιρροή)
  - iii. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς  $\gamma_A = 1.00$

Ως δυσμενής επιρροή των μόνιμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων. Στον Πίνακα 4.2 δίνονται οι τιμές των συντελεστών σχεδιασμού  $\psi_i$ , ανάλογα με την κατηγορία του κτιρίου σύμφωνα με το EC1

Πίνακας 4.2 : Συντελεστές συνδυασμού δράσεων.

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0.7	0.5	0.3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0.7	0.5	0.3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0.7	0.7	0.6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0.7	0.7	0.6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	1.0	0.9	0.8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων $W \leq 30KN$ (κατηγορία F)	0.7	0.7	0.6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων $30KN \leq W \leq 160KN$ (κατηγορία G)	0.7	0.5	0.3
Στέγες (κατηγορία H)	0	0	0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000m$	0.7	0.5	0.2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000m$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (μη πυρκαγιάς)	0.6	0.5	0

#### 4.4.1 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία.

Η στατική επίλυση του φορέα έγινε για τις παρακάτω φορτίσεις:

Πίνακας Φορτίσεις παρούσας εργασίας.

LC1	G1	Ίδιο βάρος κατασκευής <sup>9</sup> . Υπολογίζεται μόνο του από το πρόγραμμα Sofistik.
LC2	G2	Μόνιμο φορτίο κατασκευής συμπεριλαμβανομένου του ίδιου βάρους της κατασκευής.
LC2	Q1	Κινητό φορτίο υπογείων και ορόφων.
LC3	Q2	Κινητό φορτίο στέγης.
LC4	S	Φορτίο χιονιού.
LC5	Wx	Φορτίου ανέμου κατά χχ.
LC6	Wy	Φορτίου ανέμου κατά ψψ.

και τους εξής συνδυασμούς φορτίσεων :

##### Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

###### i. Δυσμενής συνδυασμός.

i.i Επικρατέστερο το κινητό φορτίο.

$$1,35 \cdot G2 + 1,5 \cdot Q1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Wx + 1,5 \cdot 0,5 \cdot s$$

$$1,35 \cdot G1 + 1,5 \cdot Q1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Wy + 1,5 \cdot 0,5 \cdot s$$

i.ii Επικρατέστερο το φορτίο του ανέμου

$$1,35 \cdot G2 + 1,5 \cdot Wx + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q1 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot s$$

$$1,35 \cdot G2 + 1,5 \cdot Wy + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q1 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot s$$

i.iii Επικρατέστερο το φορτίο του χιονιού.

$$1,35 \cdot G2 + 1,5 \cdot s + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Wx$$

$$1,35 \cdot G2 + 1,5 \cdot s + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Wy$$

###### ii. Ευμενής συνδυασμός.

ii.i  $G2 + Q1$

##### Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

###### i. Επικρατέστερο το κινητό φορτίο

<sup>9</sup> Μόνο του το ίδιο βάρος κατασκευής λαμβάνεται υπόψη ως ανεξάρτητη φόρτιση , στην παρούσα μελέτη, με σκοπό την απεικόνιση της παραμόρφωσης του φορέα εξαιτίας της

$$G2+Q1+0,5*s+0,6*Wx$$

$$G2+Q1+0,5*s+0,6*Wy$$

i.i Επικρατέστερο το φορτίο του χιονιού

$$G2+Wx+0,7*Q1+0,5*s$$

$$G2+Wy+0,7*Q1+0,5*s$$

i.ii Επικρατέστερο το φορτίο του ανέμου

$$G2+s+0,7*Q1+0,6*Wx$$

$$G2+s+0,7*Q1+0,6*Wy$$

### Για την περίπτωση της στέγης.

#### Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

i. Δυσμενής συνδυασμός

i.i Επικρατέστερο το κινητό φορτίο στέγης

$$1,35*G1 + 1,5*Q2+1,5*0,5*s$$

i.ii Επικρατέστερο το φορτίο του χιονιού

$$1,35*G1+1,5*s +1,5*0,7*Q2$$

ii. Ευμενής συνδυασμός

ii.ii  $G1+Q2$

#### Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

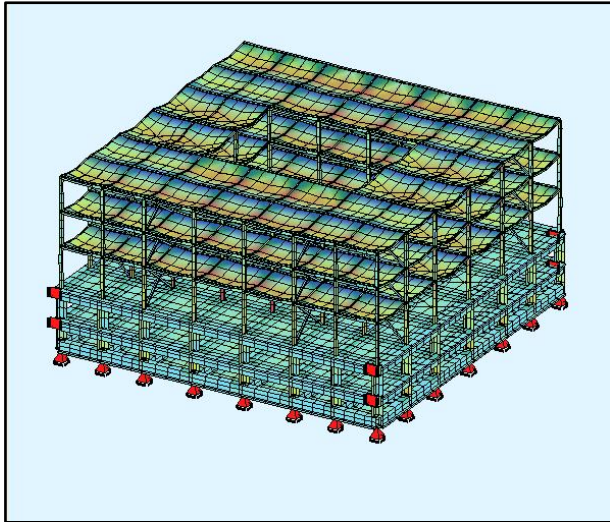
i. Επικρατέστερο το κινητό φορτίο

$$G1+Q2+0,5*s$$

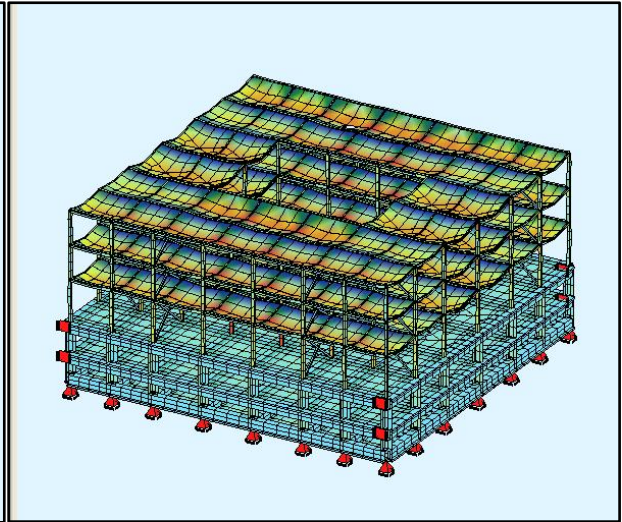
ii. Επικρατέστερο το φορτίο του χιονιού

$$G1+s+0,7*Q2$$

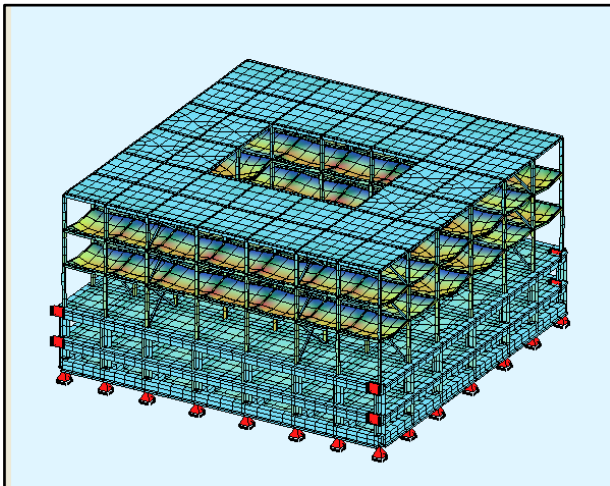
Στις παρακάτω φωτογραφίες εικόνες, απεικονίζεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για κάθε μια ανεξάρτητη φόρτιση.



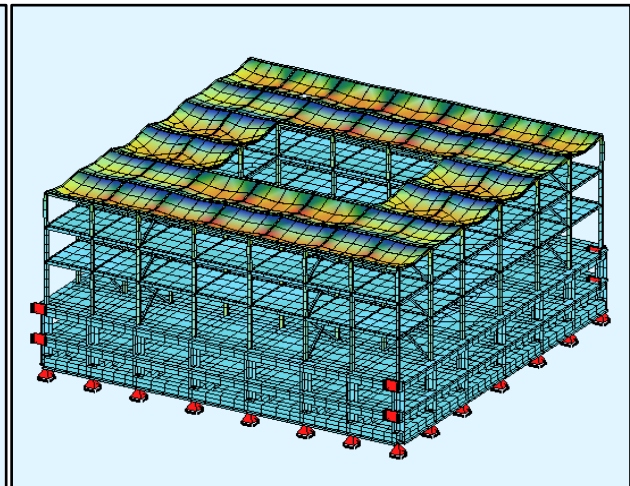
Ίδιου βάρους (LC1)



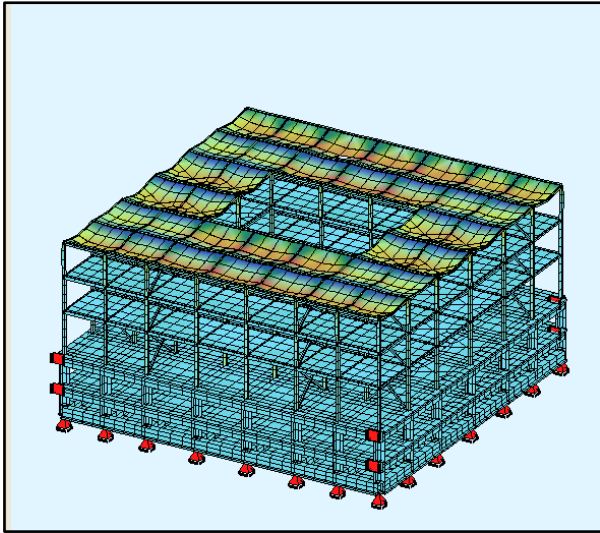
Μόνιμο φορτίο & ίδιο βάρους (LC2)



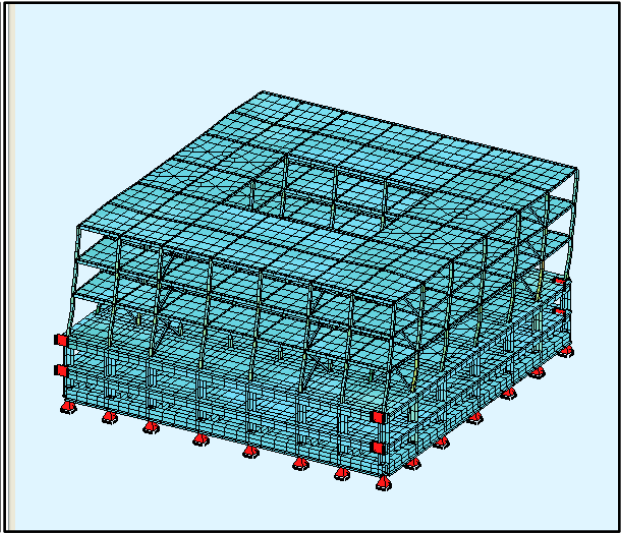
Κινητό φορτίο ορόφων (LC3).



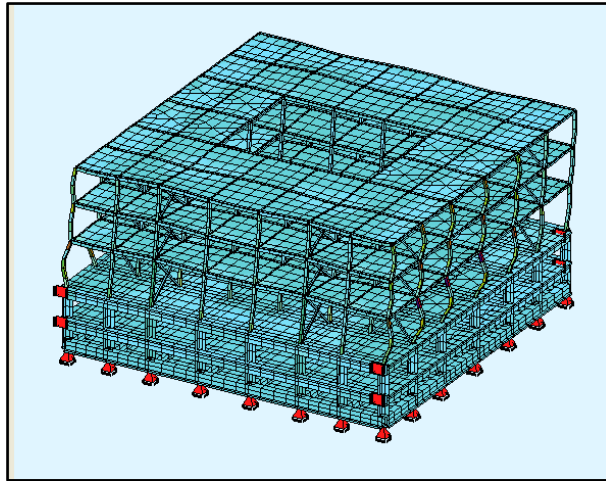
Κινητό φορτίο οροφής (LC4).



Φορτίο χιονιού (LC5)



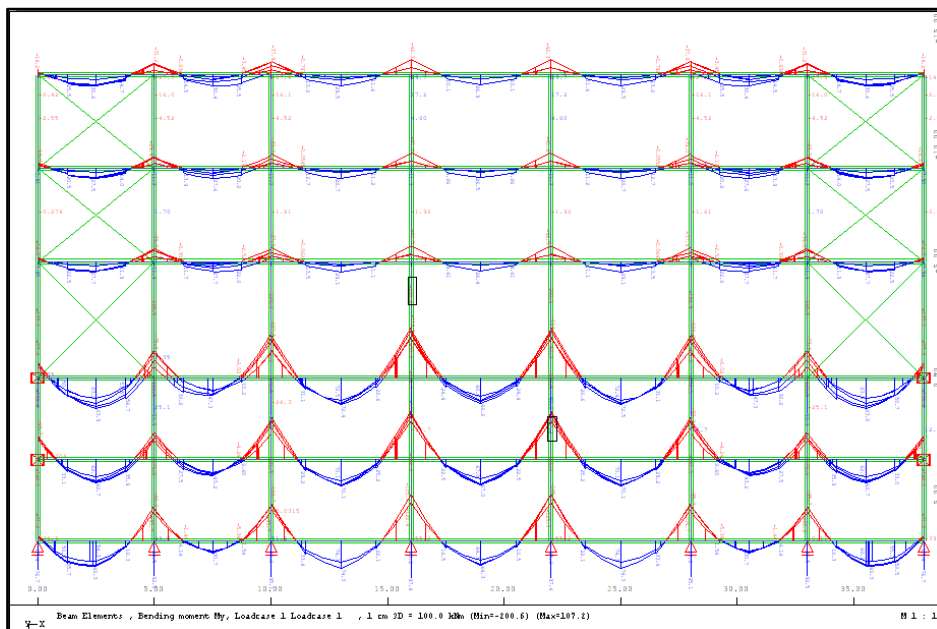
Φορτίο ανέμου + $\chi\chi$  (LC6)



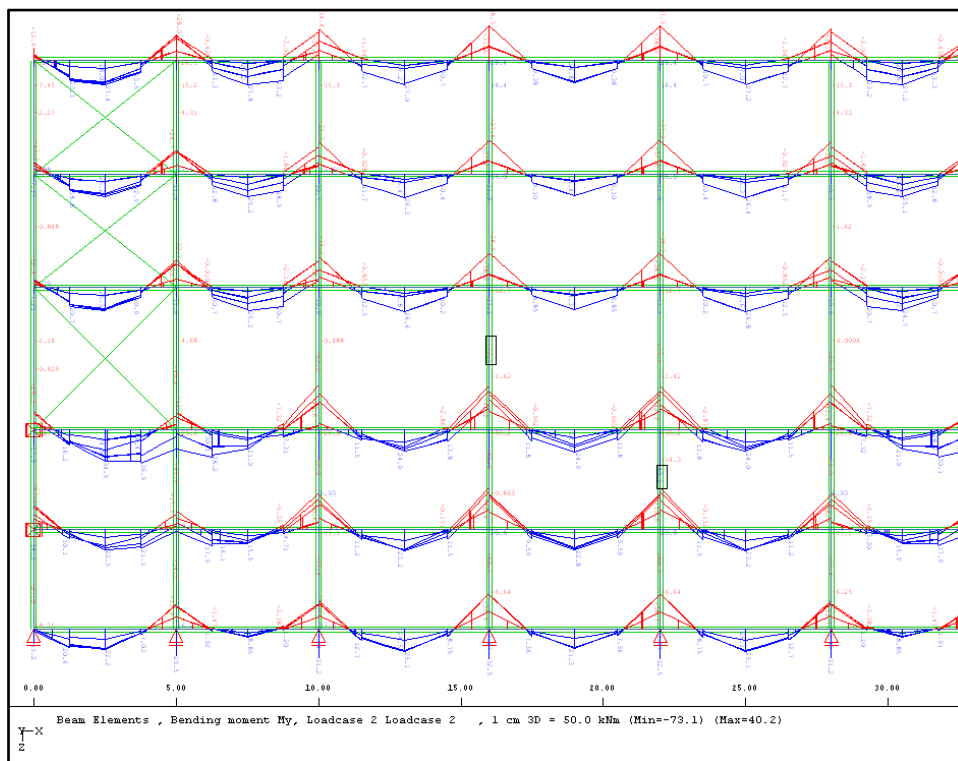
Φορτίο ανέμου + $y\gamma$  (LC7)

#### 4.4.1.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών ανεξάρτητων φορτίσεων .

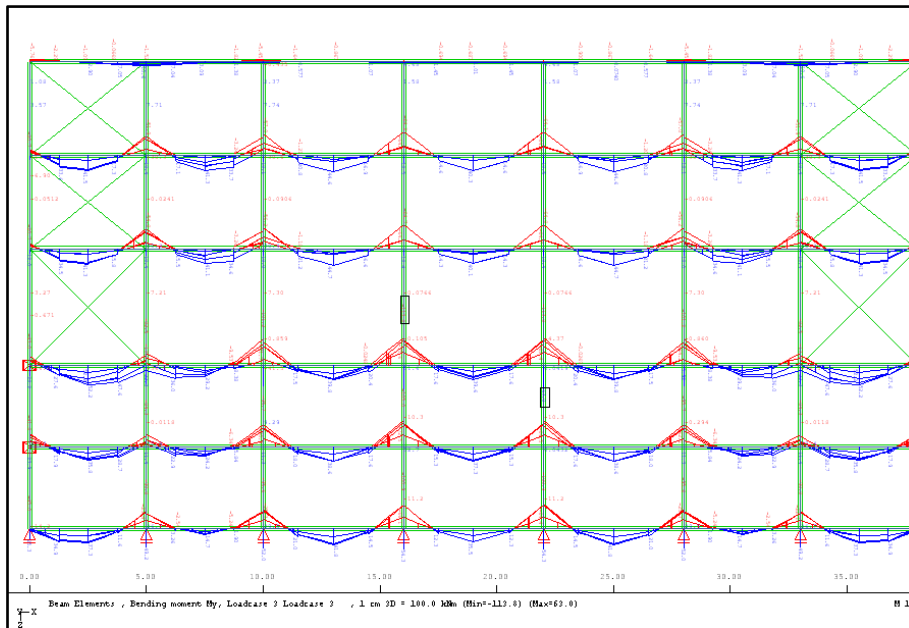
##### 4.4.1.1.1 Διαγράμματα ροπών $M_y$



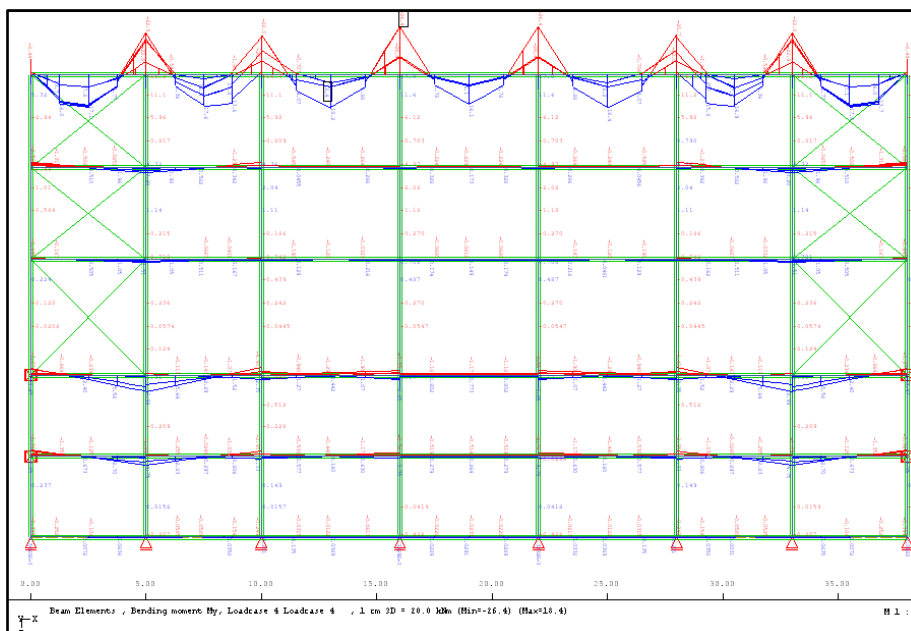
LC1(Ιδιο βάρος).



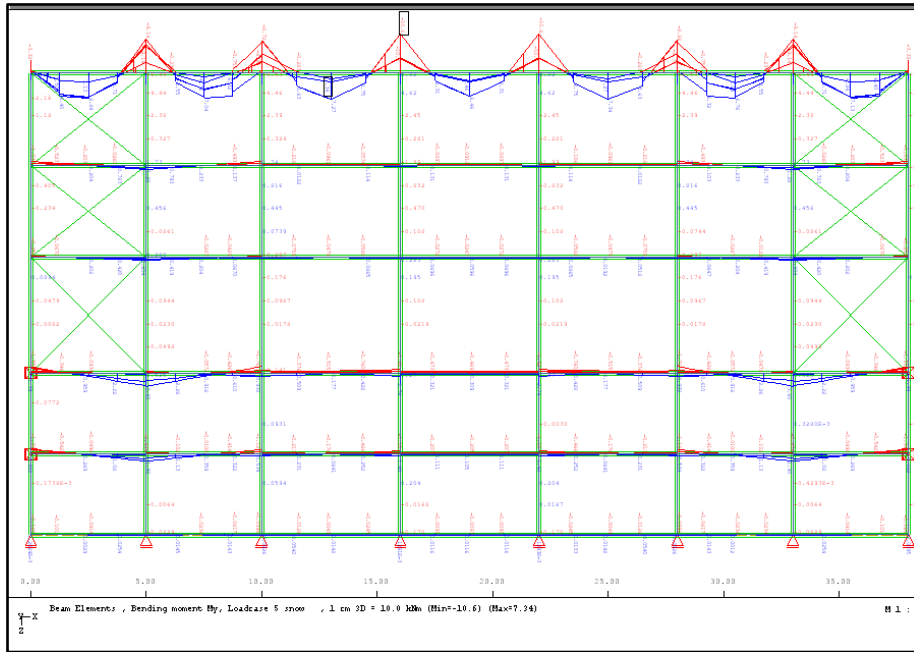
LC2 (Μόνιμο φορτίο συμπεριλαμβανομένου του ίδιου βάρους).



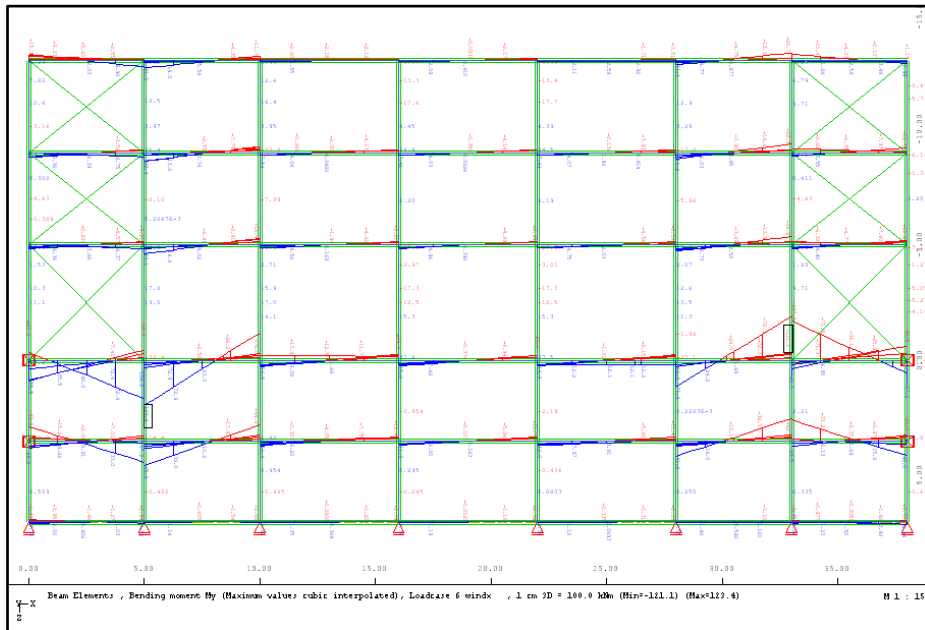
LC3 (Κινητό φορτίο q1).



LC4 (Κινητό φορτίο q2).

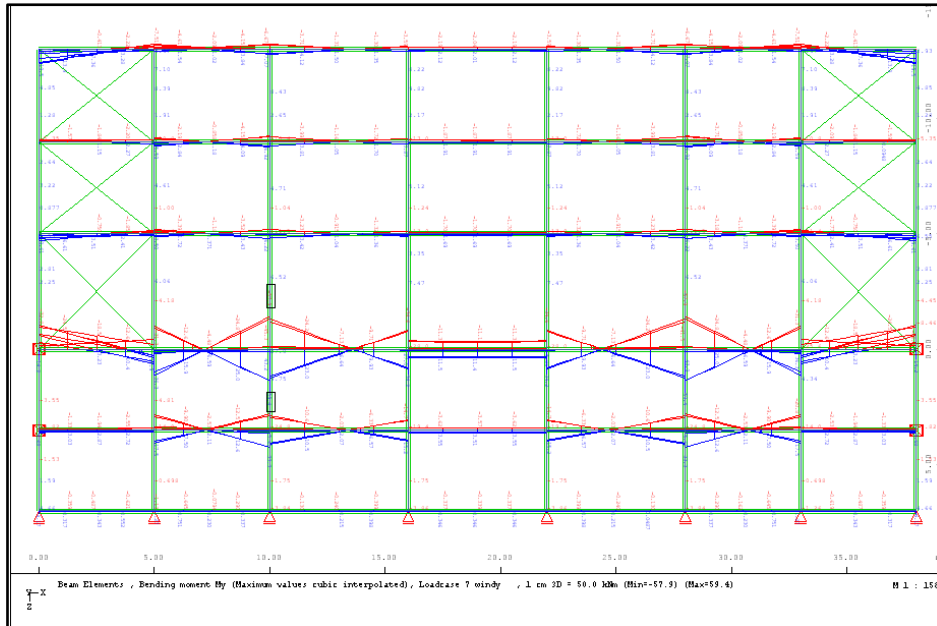


LC5 (Φορτίο χιονιού).



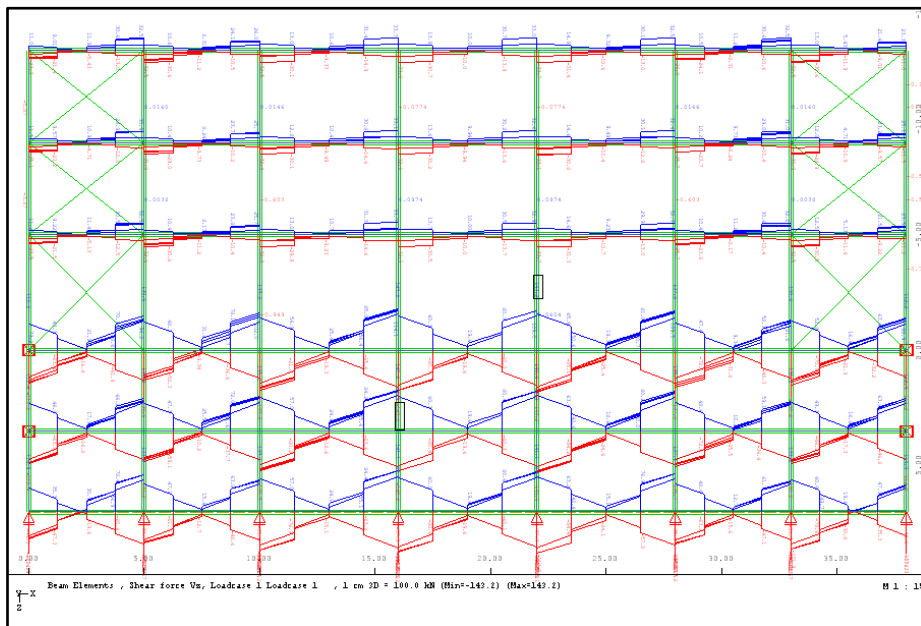
LC6 (Φόρτιση ανέμου κατά χχ).



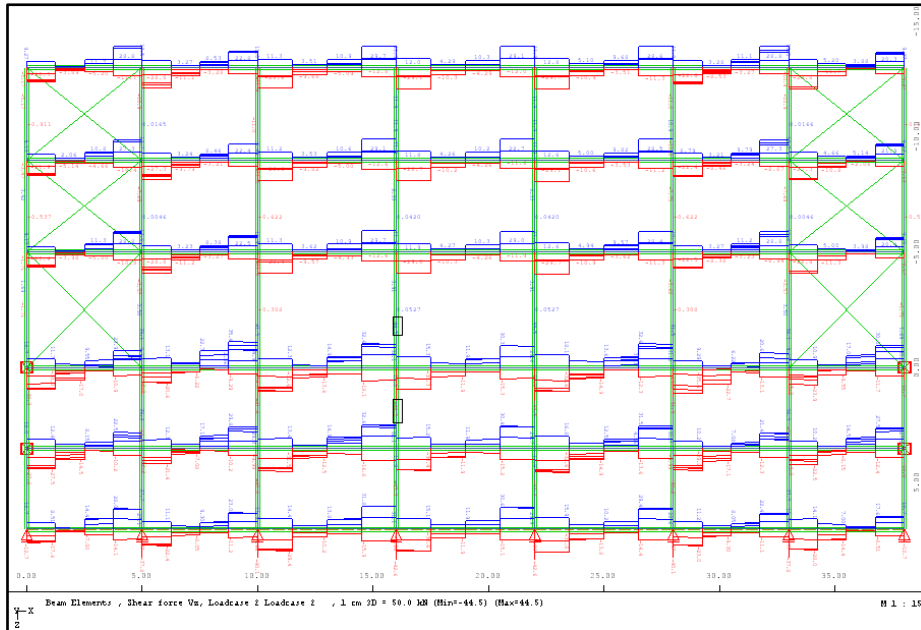


LC7 (Φόρτιση ανέμου κατά yy).

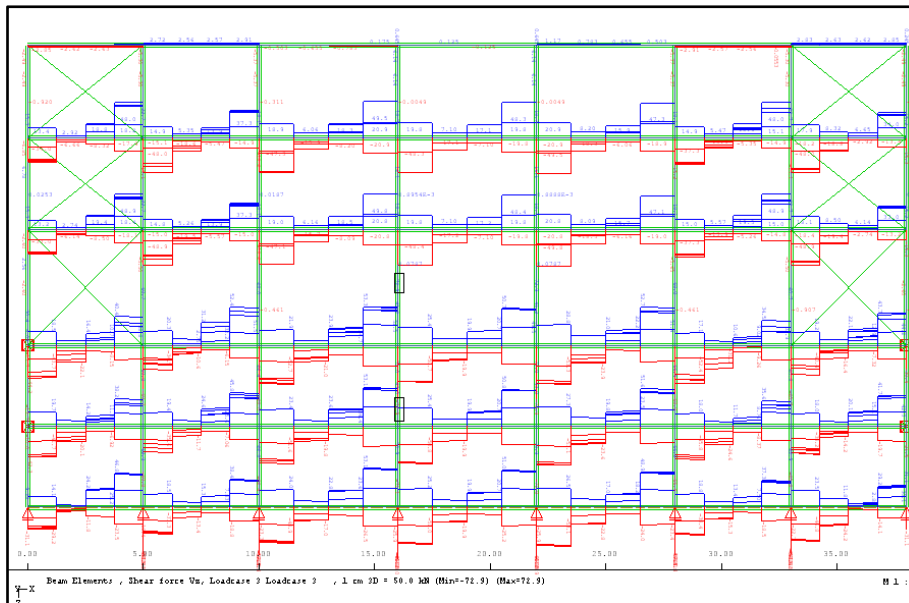
#### 4.4.1.2 Διαγράμματα τεμνουσών Vz



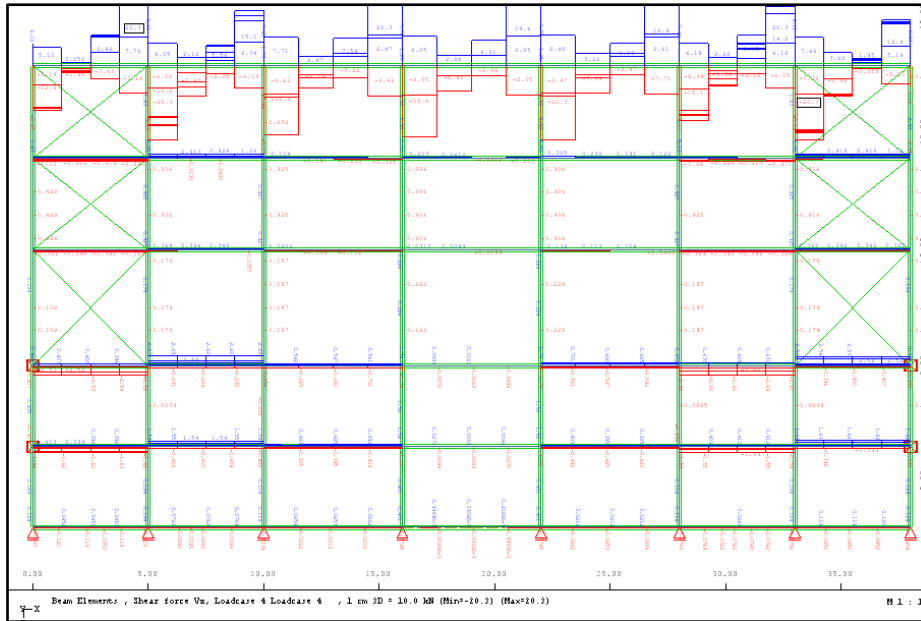
LC1(Ιδιο βάρος).



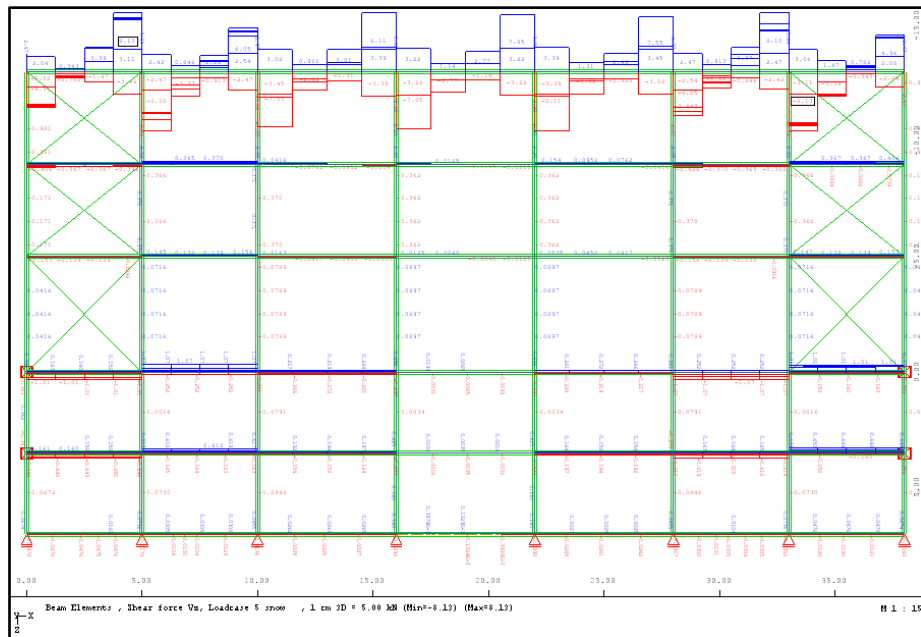
LC2 (Μόνιμο φορτίο συμπεριλαμβανομένου του ίδιου βάρους).



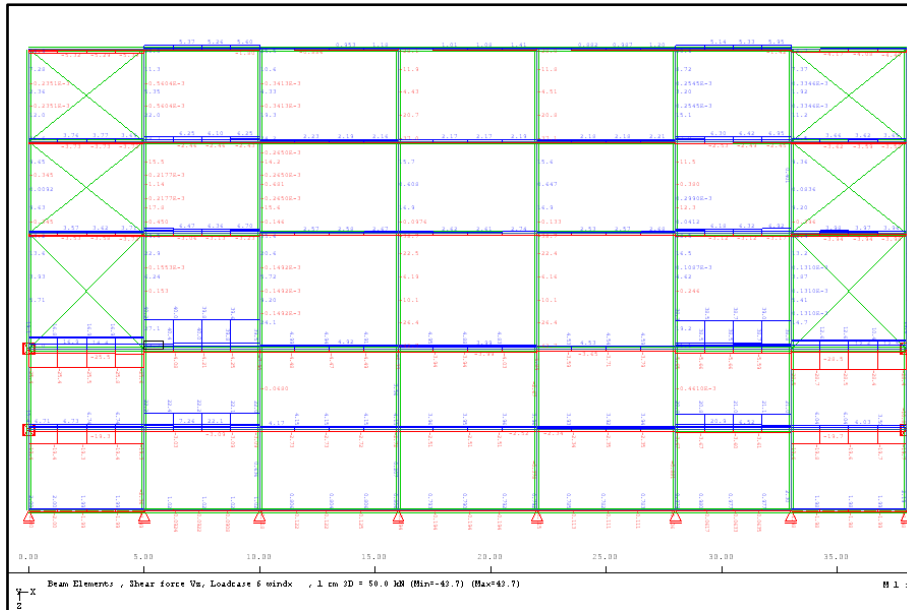
LC3 (Κινητό φορτίο q1).



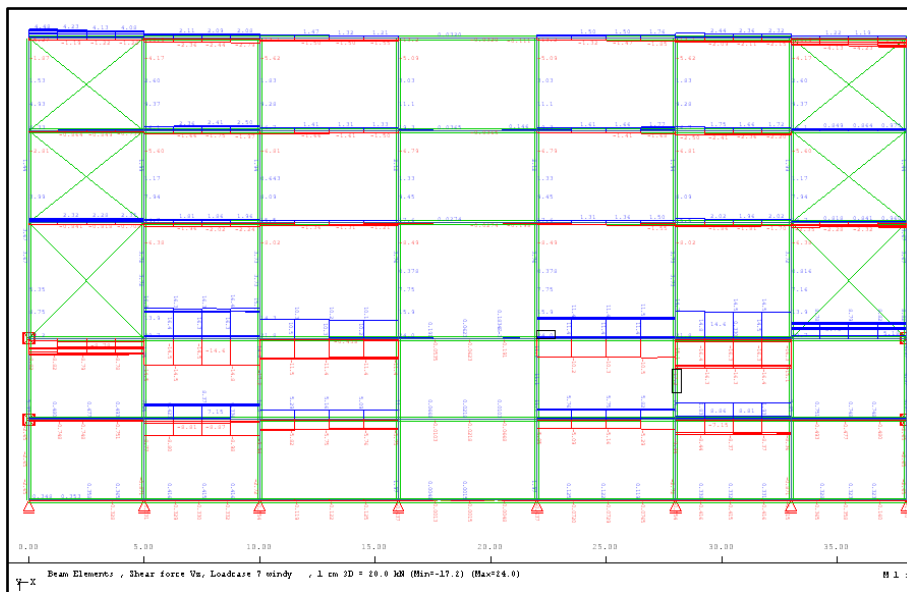
LC4 (Κινητό φορτίο q2).



LC5 (Φορτίο γροιο).



LC6 (Φόρτιση ανέμου κατά χχ).



LC7 (Φόρτιση ανέμου κατά yy).

## 5 Σεισμικές Δράσεις

### 5.1 Γενικά

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

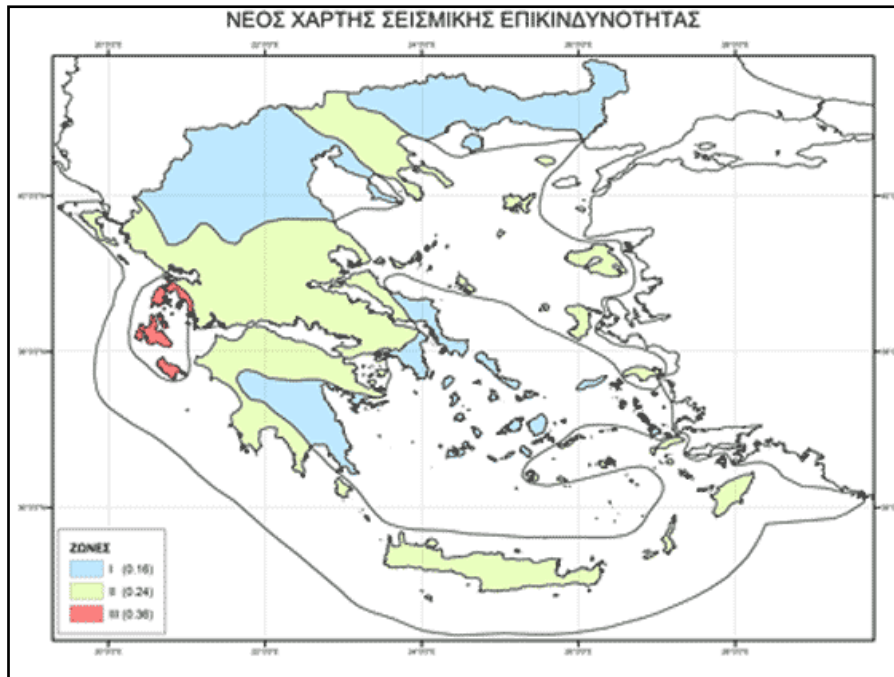
Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογισθούν με βάση την γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Για την συγκεκριμένη μελέτη εφαρμόστηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

### 5.2 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζονται συμβατικά με μια μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας ( I έως III), τα όρια των οποίων καθορίζονται στο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας. Η κατασκευή της συγκεκριμένης μελέτης θεωρούμε ότι βρίσκεται στην Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας 1.



Σχήμα 5.1: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας βάση του ΕΚ8

### 5.3 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ( $a_g$ ).

Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους  $a_{gr}$ , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α. Για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί και μια τιμή επιτάχυνσης εδάφους, οι οποίες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 είναι:

Πίνακας 5.1: Τιμές επιτάχυνσης εδάφους.

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

Η τιμή αναφοράς  $a_{gr}$  της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για έδαφος κατηγορίας Α αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR} = 475$  έτη, όπου  $T_{NCR}$  είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη κατάρρευσης ( η περίοδος επανάληψης  $T_{NCR}$  καθορίζεται από την πιθανότητα μη υπέρβασης σε πενήντα χρόνια). Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$  και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος κατηγορίας Α δίνεται από την σχέση:  $a_g = \gamma_i * a_{gr}$ .

Για την παρούσα εργασία έχει θεωρηθεί ότι η κατασκευή βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1.

## 5.4 Συντελεστής σπουδαιότητας (γ<sub>1</sub>)

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικο-οικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει μια ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ<sub>1</sub>. Η κατασκευή της συγκεκριμένης μελέτης θεωρείται ότι ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙΙ.

Πίνακας 5.2: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ <sub>1</sub>	Περιγραφή
I	0,80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για την δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1,00	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1,20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1,40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά την διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.

## 5.5 Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A,B,C,D και E (Πίνακας 5.3) ανάλογα με την στρωματολογία και άλλους παραμέτρους όπως για παράδειγμα η διάδοση ταχύτητας διατμητικών κυμάτων ( $V_{s,30}$ ), τον αριθμό κρούσεων για πρότυπη διείδυση 30cm (NSPT), και την διατμητική αντοχή του εδάφους (KPa).

Πίνακας 5.3: Κατάταξη Εδαφών.

Κατηγορία Εδάφους	Στρωματολογία	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$	NSPT	Cu(KPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360-800	>50	>250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180-360	15-50	70-250

D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών χαλαρών (με ή χωρίς 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 Vs κατηγορίες C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με Vs> 800m/sec.			

## 5.6 Συντελεστής συμπεριφοράς<sup>10</sup> (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 την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων. Για την παρούσα μελέτη ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι q =1.5

Πίνακας 5.4: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Υλικό	Δομικό σύστημα	q
Οπλισμένο σκυρόδεμα	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2,00
2)Χάλυβας	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	σύνδεσμοι τύποι V ή L	1,50
	σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3)Τοιχοποιία	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4)Ξύλο	α. Πρόβολοι	1,00

<sup>10</sup> Για τον συντελεστή συμπεριφοράς q ο Ευρωκώδικας 8 έχει υιοθετήσει τις τιμές του ΕΑΚ2003.



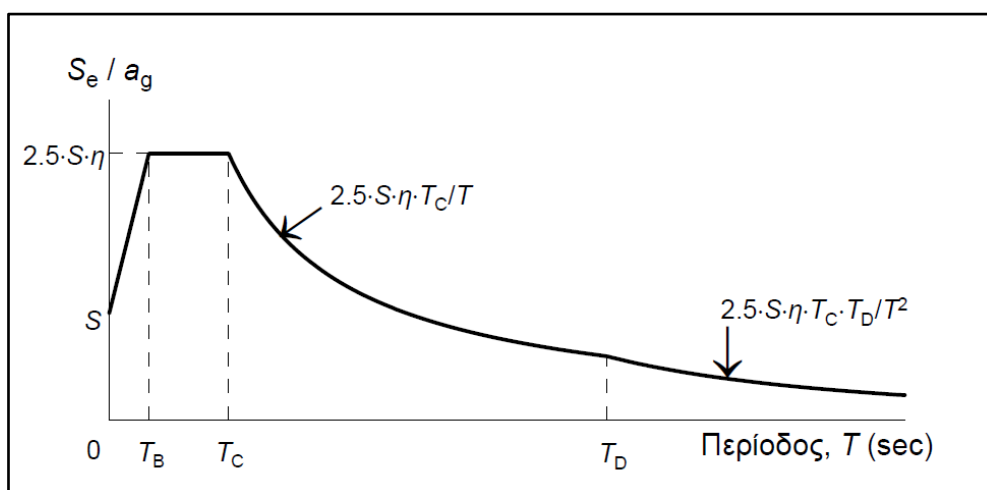
	β. Δοκοί-Τόξα-Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

## 5.7 Φάσμα Σχεδιασμού.

### 5.7.1 Γενικά

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού εφαρμόζεται για το σχεδιασμό κατασκευών οι οποίες θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού.

Η γενική μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης δίνεται παρακάτω, στο οποίο και διακρίνονται οι εξής περιοχές :



Σχήμα 5.2: Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού.

- Για  $T_B \leq T \leq T_C$ : Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
- Για  $T_C \leq T \leq T_D$ : Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας.
- Για  $T_D \leq T \leq 4,0$ : Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης.

Ο ΕΚ8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους  $T_B$ ,  $T_C$ , και  $T_D$  και το συντελεστή  $S$ . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1, με τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους  $S$  σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 5.5: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης

Κατηγορία εδάφους	S	TB (sec)	TC(sec)	TD(sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

### 5.7.2 Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά

Σε περίπτωση που η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων), δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση, με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή  $q$ .

Για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού  $S_d(T)$  σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι :

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

όπου:

$S_d(T)$  φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$T$  περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης

$a_g$  εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma I^* \cdot a_{gR}$ )

$T_B$  περίοδος κάτω ορίου κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  περίοδος που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

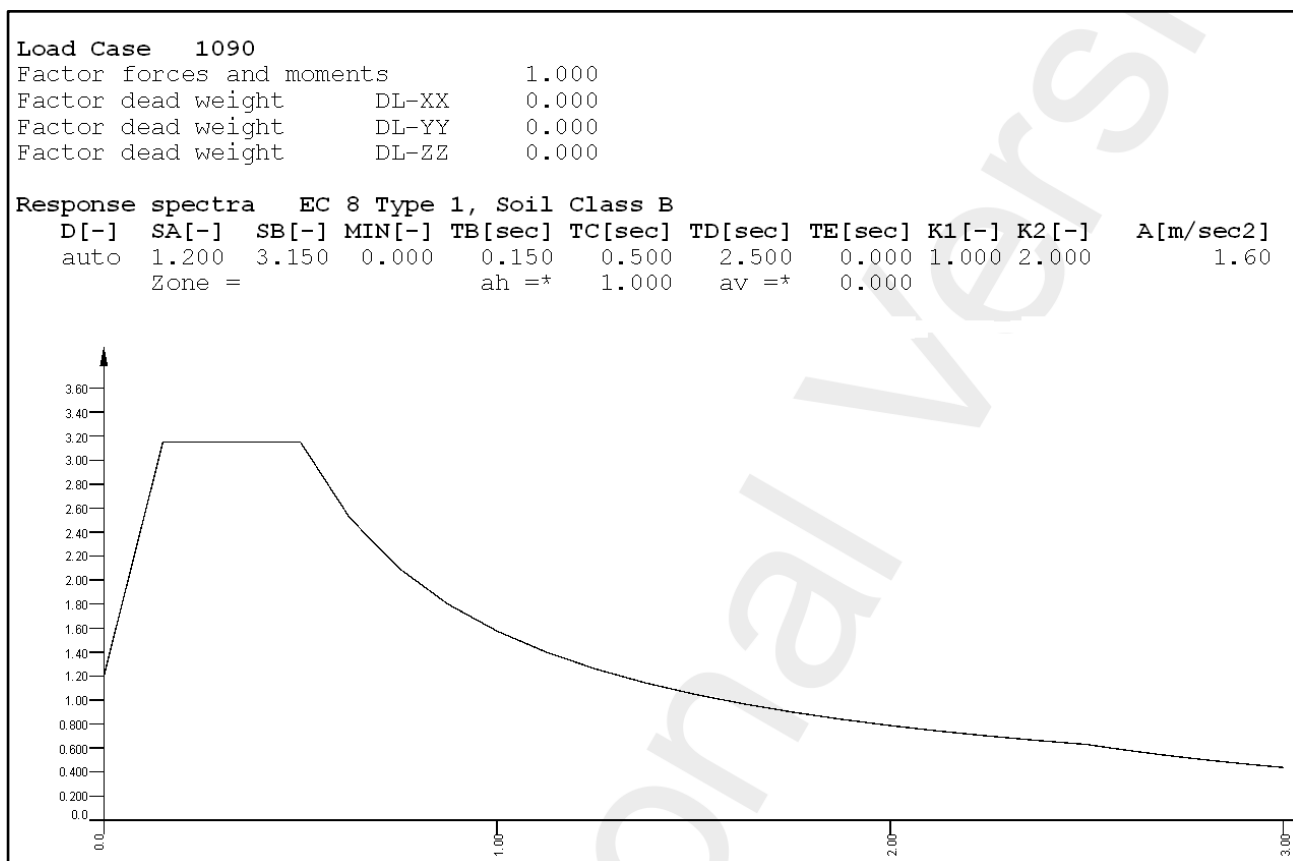
$S$  συντελεστής εδάφους

$q$  συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta=0,20$  συντελεστής κάτω ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Για τις ανάγκες της παρούσας μελέτης το φάσμα σχεδιασμού υπολογίσθηκε για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού (κάθετες μεταξύ τους)  $\chi, \gamma$  με τις εξής παραδοχές:

- Κατηγορία εδάφους B
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1
- $\alpha_g = 0.16$
- $S = 1.20$
- $T_B = 0.15 \text{sec}$
- $T_C = 0.50 \text{sec}$
- $T_D = 2.50 \text{sec}$



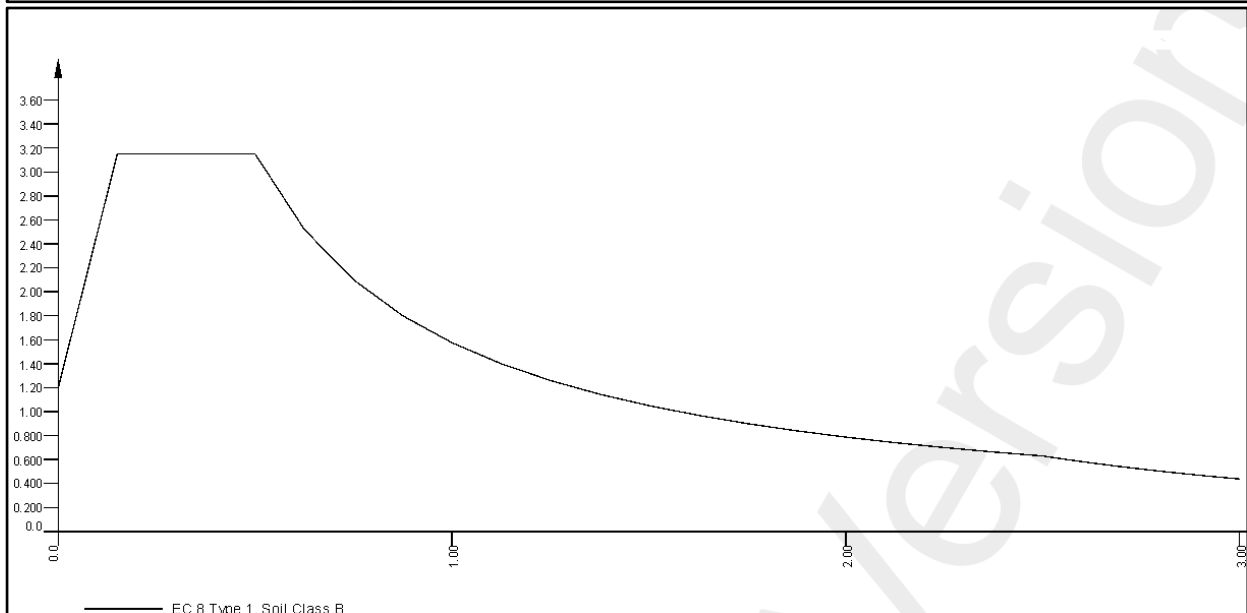
Σχήμα 5.3: Φάσμα σχεδιασμού για σεισμό χχ.

Load Case 1091

Factor forces and moments 1.000  
Factor dead weight DL-XX 0.000  
Factor dead weight DL-YY 0.000  
Factor dead weight DL-ZZ 0.000

Response spectra EC 8 Type 1, Soil Class B

D[-]	SA[-]	SB[-]	MIN[-]	TB[sec]	TC[sec]	TD[sec]	TE[sec]	K1[-]	K2[-]	A[m/sec <sup>2</sup> ]
auto	1.200	3.150	0.000	0.150	0.500	2.500	0.000	1.000	2.000	1.60
Zone =				ah =*	1.000	av =*	0.000			



Σχήμα 5.4: Φάσμα σχεδιασμού για σεισμό γγ.

## 5.8 Σεισμική απόκριση κατασκευής.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης, επιλέχθηκε ως μέθοδος ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης η Δυναμική φασματική μέθοδος. Η *δυναμική φασματική μέθοδος* 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. Στην δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με άξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας [K] της κατασκευής. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατανάλωση το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος  $X$  συνδυάζονται με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares
- CQC: Complete Quadratic Combination

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του συστήματος.

Συνολική ταλαντούμενη μάζα, είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου.

*Δρώσα ιδιομορφική μάζα*, είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0,20\text{sec}$  λαμβάνονται πάντα υπόψη.

Ο αριθμός των απαιτούμενων ιδιομορφικών μαζών προσδιορίστηκε εφαρμόζοντας την μέθοδο SRSS και κάνοντας επάλληλες δοκιμές αυξάνοντας κάθε φορά τον αριθμό των απαιτούμενων ιδιομορφών και τρέχοντας το DYNA. Πιο συγκεκριμένα για τον υπολογισμό των δρώσων μαζών κάθε ιδιομορφής εφαρμόστηκε η εξής διαδικασία: από τα αποτελέσματα με το Sofistik πήραμε τους

συντελεστές  $R*V*FACT$ , και υπολογίσαμε τα τετράγωνα τους. Το ποσοστό συμμετοχής κάθε ιδιομορφής επί της συνολικής δρώσας μάζας υπολογίστηκε από την ποσότητα  $\frac{(R*V*FACT)^2}{\sum (R*V*FACT)^2}$ . Το ποσοστό αυτό πολλαπλασιάστηκε επί την συνολική δρώσα μεταφορική μάζα και έτσι προέκυψε η δρώσα ιδιομορφική μάζα για κάθε ιδιομορφή. Ο απαιτούμενος αριθμός ιδιομορφών για τον οποίο το ποσοστό των ιδιομορφικών μαζών είναι πάνω από το 90% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών φαίνεται στους πίνακες που ακολουθούν.

Υπολογισμός δρώσων ιδιομορφικών μαζών παρούσας εργασίας.

Σεισμός κατά χ-χ					
Ιδιομορφές	T(sec)	$R*V*FACT$	$(R*V*FACT)^2$	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας	Ιδιομορφική μάζα (t)
1	0,413	$1,125^{E-02}$	0,00	0,00 %	0,00
2	0,411	$-5,788^{E+01}$	3.350,09	17,28 %	1.504,34
3	0,387	$1,843^{E-03}$	0,00	0,00 %	0,00
4	0,132	$4,395^{E-01}$	13.018,00	67,18 %	5.848,48
5	0,131	$-1,141^{E+02}$	0,00	0,00 %	0,00
6	0,131	$-9,693^{E-02}$	0,00	0,00 %	0,00
7	0,131	$1,098^{E-01}$	0,00	0,00 %	0,00
8	0,126	$-9,636^{E-02}$	0,00	0,00 %	0,00
9	0,123	$5,368^{E-03}$	0,00	0,00 %	0,00
10	0,123	$-3,758^{E-02}$	0,00	0,00 %	0,00
11	0,121	$-5,486^{E+01}$	3.009,00	15,52 %	1.351,12
			<b><math>\Sigma= 19.377,22</math></b>	<b>99,98 %</b>	<b><math>\Sigma=8.703,94</math></b>

	TMX(t)	TMY(t)	TMZ(t)
Total mass	8748.670	8748.670	8748.670
Active mass	8705.700	8705.700	8705.700

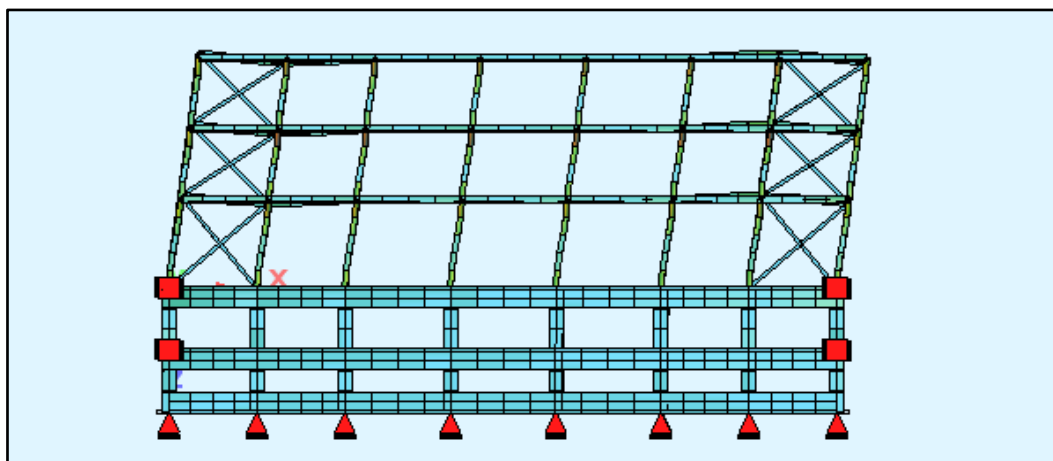
Σεισμός κατά yy					
Ιδιομορφές	T(sec)	$R*V*FACT$	$(R*V*FACT)^2$	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας	Ιδιομορφική μάζα (t)
1	0,413	$-1,300^{E-03}$	0,00	0,00 %	0,00
2	0,411	$3,173^{E-03}$	0,00	0,00 %	0,00
3	0,387	$5,925^{E+01}$	3.510,56	18,76 %	1.633,18
4	0,132	$-1,229^{E+02}$	15.104,41	80,73 %	7.028,11
			<b><math>\Sigma=18.708,40</math></b>	<b>99,49 %</b>	<b><math>\Sigma=8.661,29</math></b>

TMX(t)	TMY(t)	TMZ(t)
--------	--------	--------

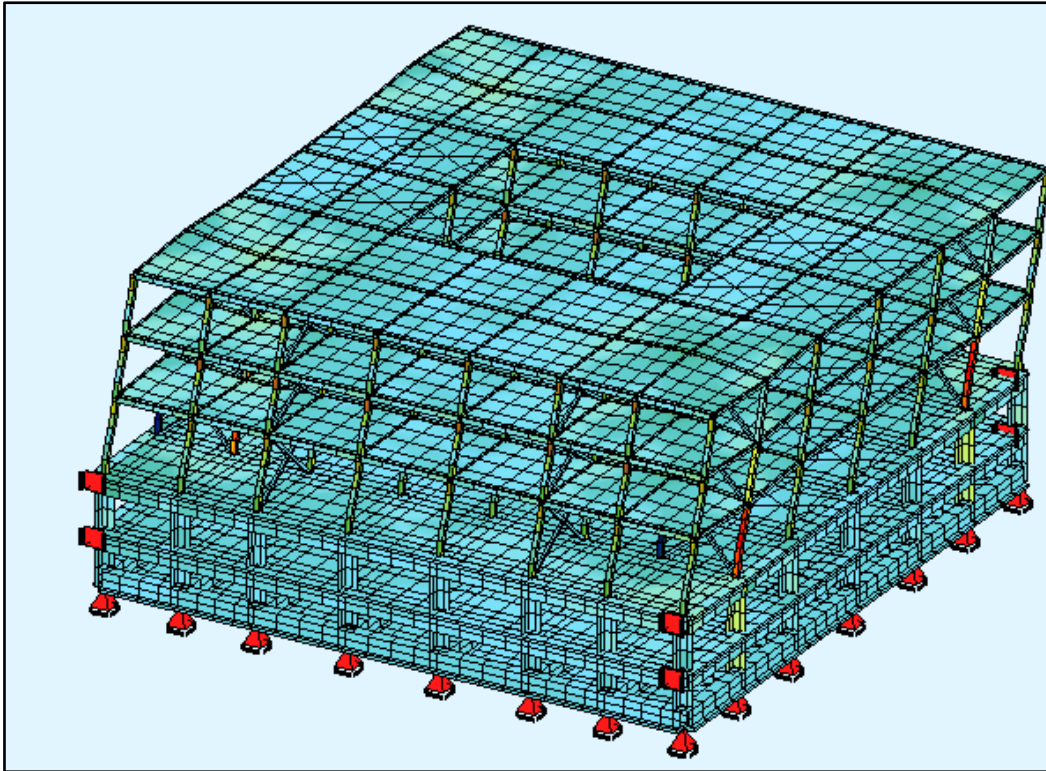
Total mass	8748.670	8748.670	8748.670
Active mass	8705.700	8705.700	8705.700

Από τους παραπάνω πίνακες φαίνεται πως οι ιδιομορφές με τη μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα για το σεισμό κατά  $\chi$ - $\chi$  είναι οι ιδιομορφές 5 και 2 και αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους  $T_5 = 0,131\text{sec}$  και  $T_2 = 0,411\text{ sec}$  ενώ για τον σεισμό κατά  $\gamma\gamma$  οι ιδιομορφές 4 και 3 έχουν την μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα και αντιστοιχούν στις ιδιοπεριόδους  $T_4 = 0,132\text{sec}$  και  $T_3 = 0,387\text{ sec}$ .

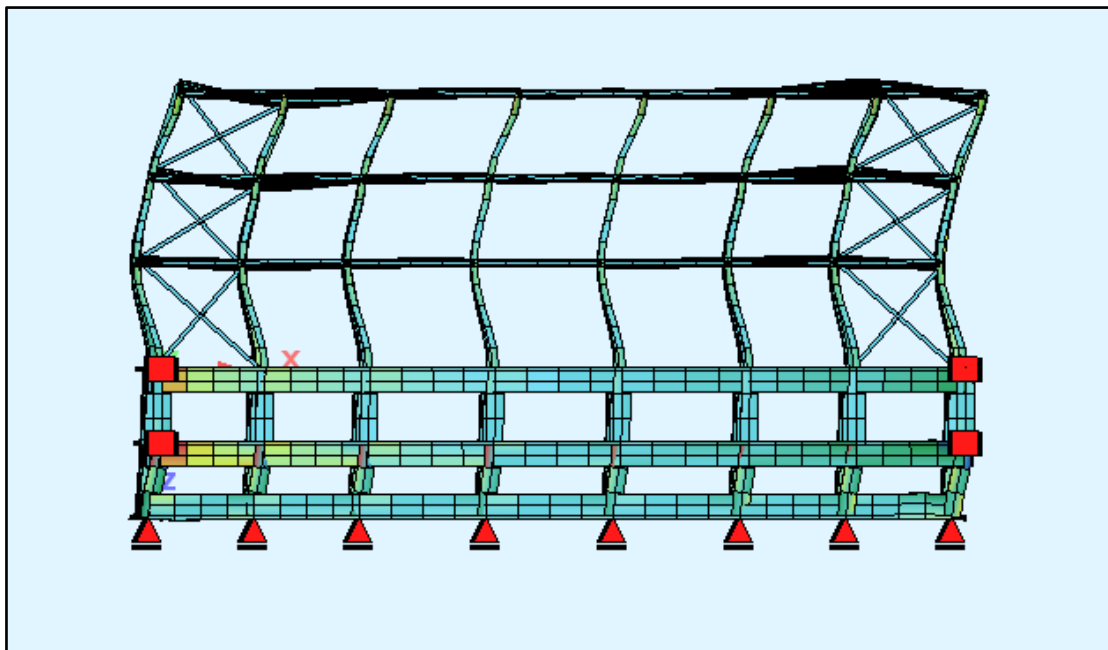
Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται ενδεικτικά οι ιδιομορφές με την μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα για σεισμό κατά  $\chi\chi$  και  $\gamma\gamma$ .



Όψη φορέα λόγω της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής,  $T_2=0,411\text{sec}$   
(Σεισμός  $\chi\chi$ )

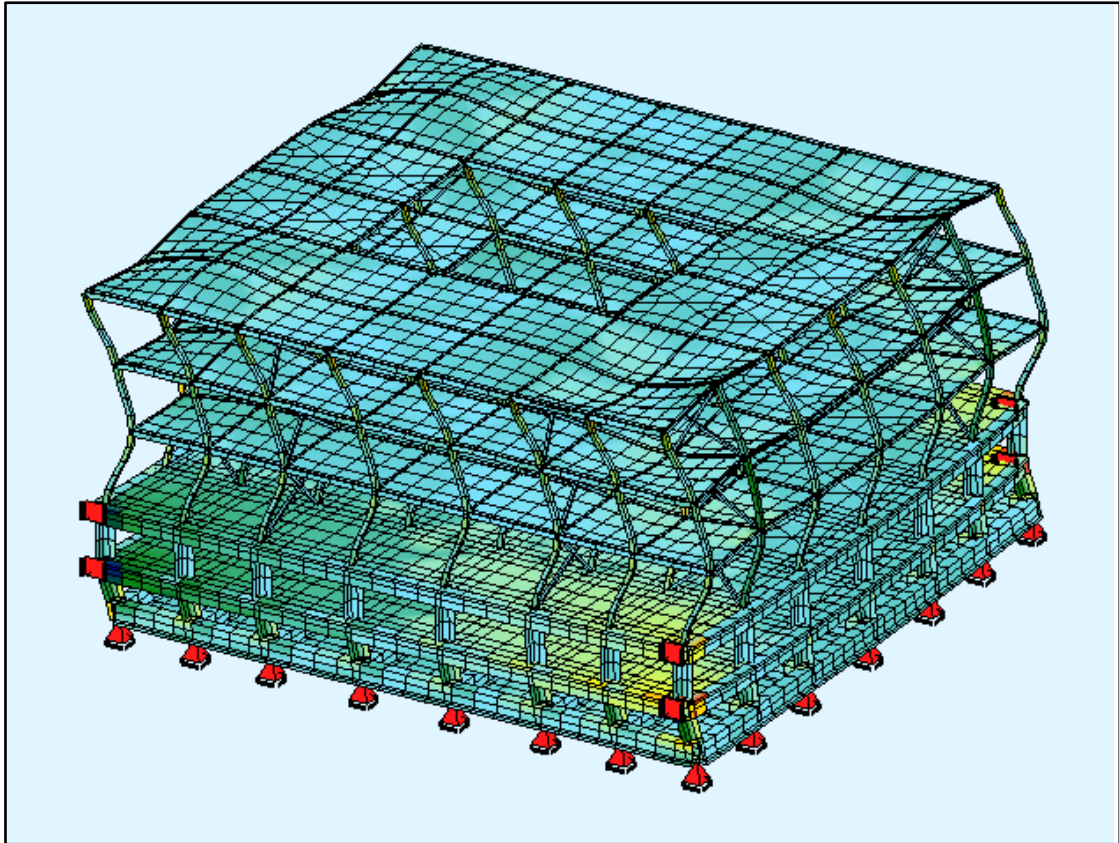


Όψη φορέα λόγω της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής,  $T_2=0,411\text{sec}$   
(Σεισμός χχ)

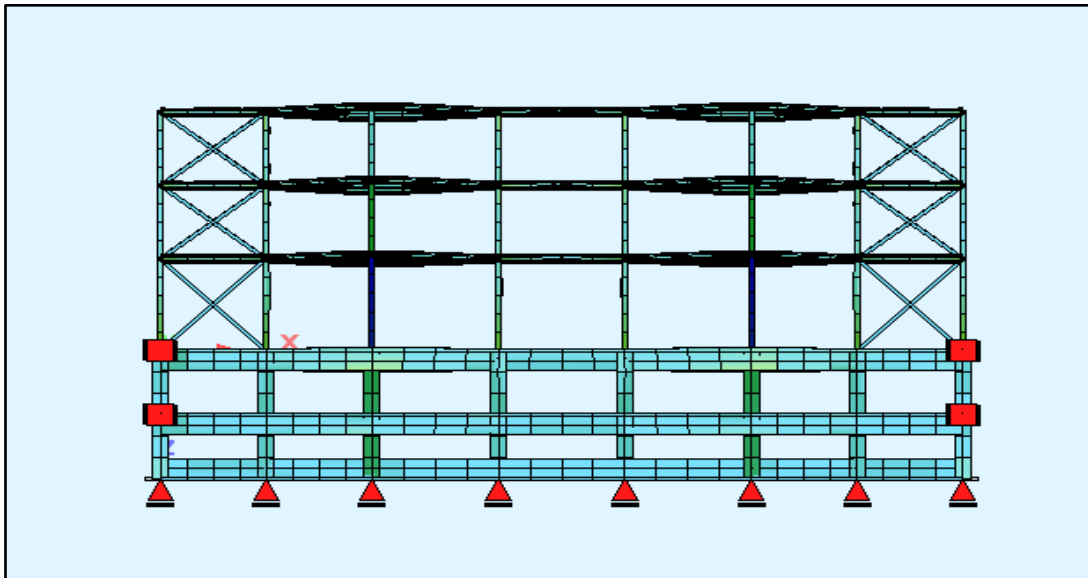


Όψη φορέα λόγω της 5<sup>ης</sup> ιδιομορφής,  $T_5=0,131\text{sec}$   
(Σεισμός χχ)

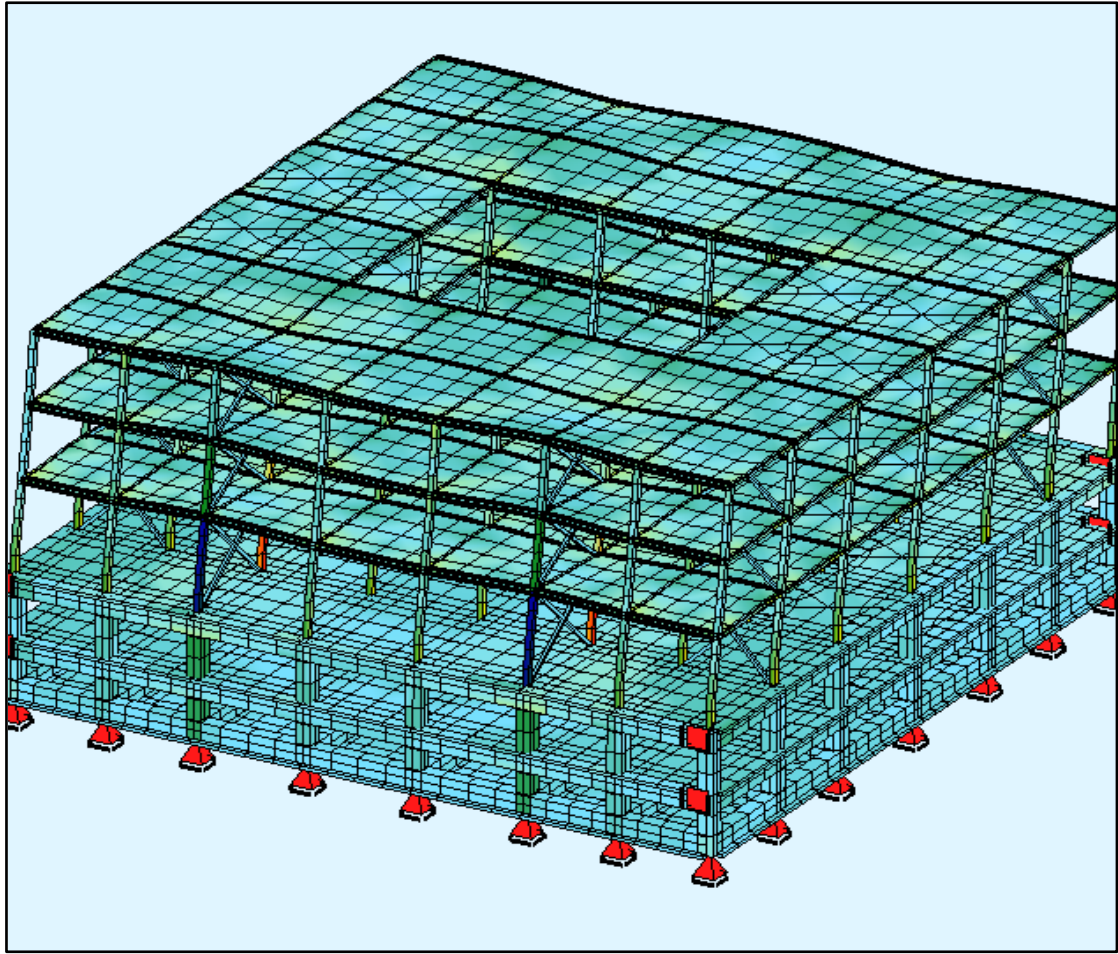




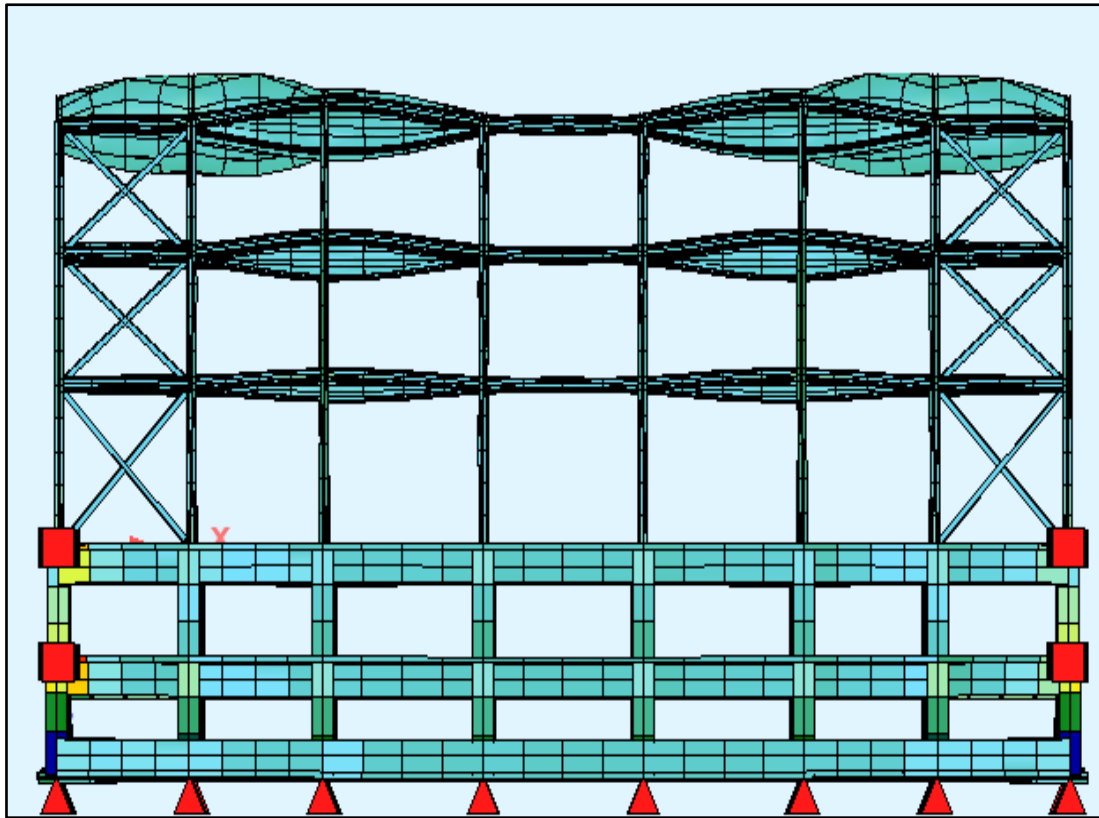
Όψη φορέα λόγω της 5<sup>ης</sup> ιδιομορφής,  $T_5=0,131 \text{ sec}$   
(Σεισμός  $\chi\chi$ )



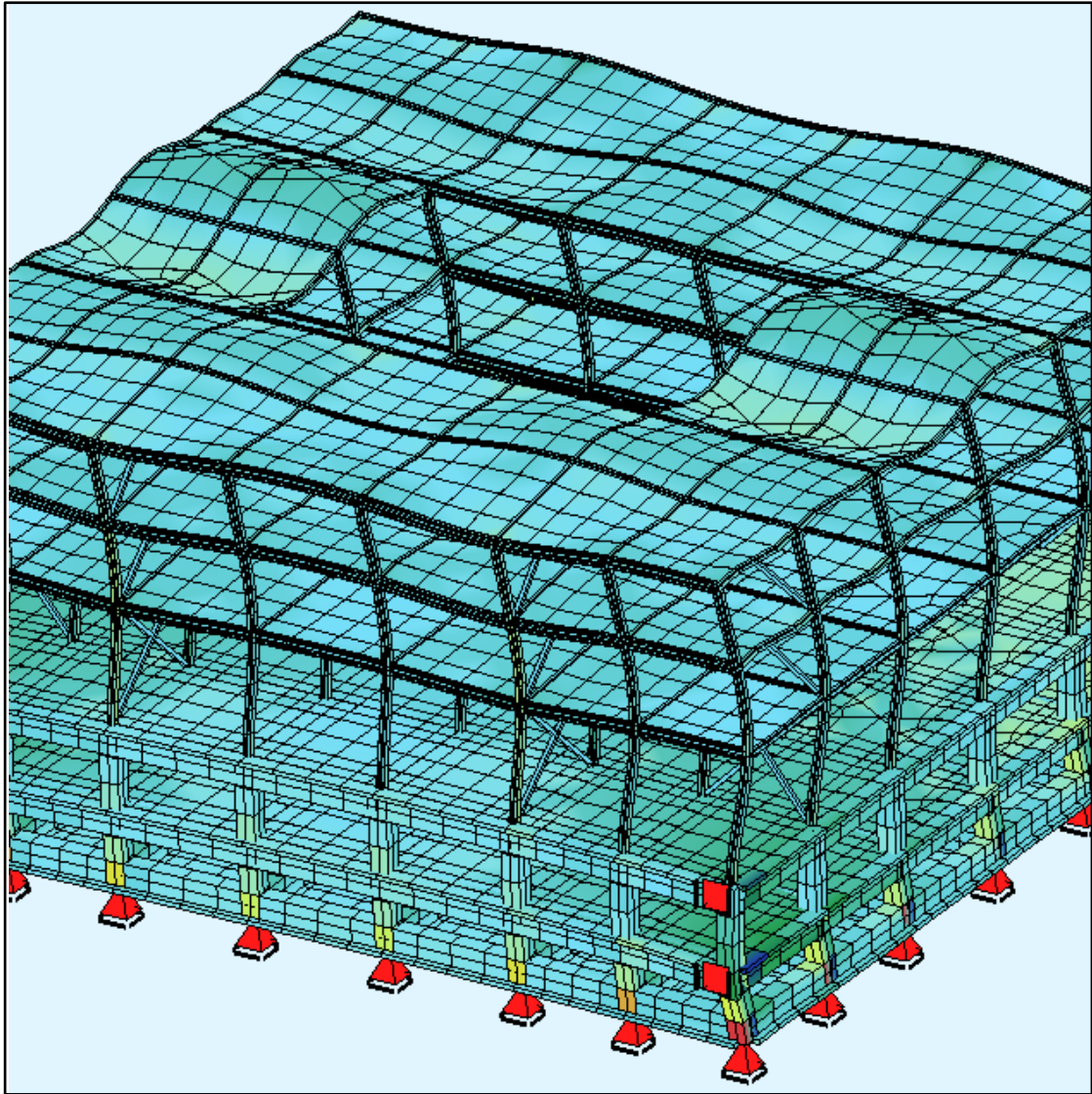
Όψη φορέα λόγω της 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής,  $T_3=0,387 \text{ sec}$   
(Σεισμός  $\gamma\gamma$ )



Όψη κτιρίου λόγω της 3<sup>ης</sup> ιδιομορφής κτιρίου,  $T_3=0,387\text{sec}$   
(Σεισμός yy)



Όγη φορέα λόγω της 4<sup>ης</sup> ιδιομορφής,  $T_4=0,132\text{sec}$   
(Σεισμός yy)



Όψη φορέα λόγω της 4<sup>ης</sup> ιδιομορφής,  $T_4=0,132\text{sec}$   
(Σεισμός yy)



## 6 Έλεγχος Μεταλλικών Στοιχείων

### 6.1 Έλεγχος κύριας δοκού ΗΕΒ400

Έντατικά μεγέθη.

$$V_z=26.87 \text{ KN}$$

$$M_y=29.37 \text{ KNm}$$

Υλικά : S235

$$f_y=235 \text{ MPa}$$

$$f_u=360 \text{ MPa}$$

$$E=21000 \text{ MPa } (\nu=0.3)$$

Χαρακτηριστικά διατομής.

h=400mm	$W_{el,y}=2884 \text{ cm}^3$
b=300mm	$W_{pl,y}=3232 \text{ cm}^3$
tw=13.5mm	$i_y=17.08 \text{ cm}$
tf=24mm	$i_z=7.40 \text{ cm}$
r=27mm	$A_{vz}=69.98 \text{ cm}^2$
$A=197.80 \text{ cm}^2$	$W_{el,z}=72.13 \text{ cm}^3$
d=298mm	$W_{pl,z}=1104 \text{ cm}^3$
$I_y=57680 \text{ cm}^4$	
$I_z=10820 \text{ cm}^4$	
$I_w=3817000 \text{ cm}^6$	
$I_t=355.70 \text{ cm}^4$	

#### 1) Κατηγορία διατομής

$$\text{Πέλμα: } \frac{\frac{b-tw}{2}-r}{tf} = \frac{\frac{300 \text{ mm} - 13.5 \text{ mm}}{2} - 27 \text{ mm}}{24 \text{ mm}} = 4.84 < 9 * \epsilon = 9 : \text{κατηγορία 1}$$

$$\text{όπου: } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{d}{tw} = \frac{298 \text{ mm}}{13.5 \text{ mm}} = 22.07 < 72 * \epsilon = 72 : \text{κατηγορία 1}$$

\*Η κύρια δοκός ΗΕΒ400 είναι διατομή κατηγορίας 1, δηλαδή είναι διατομή με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλαστικής ροπής και στροφική ικανότητα επαρκή, ώστε να συμπεριφερθεί ως πλαστική άρθρωση σε περίπτωση πλαστικής ανακατανομής της έντασης.

2) Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{Mo}} = \frac{69.98 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3} * 1.10} = 863.27 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 863.27 \text{ KN} > V_{sd,z} = 26.87, \text{ και } \frac{V_{sd,z}}{V_{pl,z,Rd}} = \frac{26.87}{863.27} = 0.0314 < 1$$

→ Ο έλεγχος έναντι διάτμησης ικανοποιείται.

3) Έλεγχος απομείωσης καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Για απαίτηση απομείωσης θα πρέπει να ισχύει :  $V_{sd} > 0.5 * V_{pl,Rd}$

Στην περίπτωση μας ισχύει :  $V_{sd} = 26.87 \text{ KN} < 0.5 * V_{pl,Rd} = 431.63 \text{ KN} \checkmark$

→ Δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

4) Έλεγχος σε κάμψη.

Για διατομές κατηγορίας 1,2 θα πρέπει :  $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$  όπου:  $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} * f_y}{\gamma_{Mo}}$

και  $M_{Ed} = 29.37 \text{ KNm}$  όπως έχει προκύψει από την στατική επίλυση.

οπότε :  $M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{3232 \text{ cm}^3 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.10} = 69047 \text{ KNcm} = 690.47 \text{ KNm}$

$$\text{Άρα } \frac{29.37}{690.47} = 0.042 < 1$$

→ Ο έλεγχος σε κάμψη ικανοποιείται.

5) Έλεγχος σε κάμψη και εφελκυσμό.

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση της στην πλαστική ροπή. Για διατομές διπλής συμμετρίας (όπως στην περίπτωση μας) δεν χρειάζεται μια τέτοια πρόβλεψη αρκεί να ισχύουν τα παρακάτω κριτήρια:

$$\text{a) } N_{Ed} = 8.80 \text{ KN} < 0.25 * N_{pl,Rd} = 1056 \checkmark$$

$$\text{όπου } N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{197.80 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.10} = 4225 \text{ KN}$$

$$\text{β) } N_{Ed} = 8.80 \text{ KN} \leq \frac{0.5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0.5 * 29.8 \text{ cm} * 1.35 \text{ cm} * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.10} = 429.7 \text{ KN} \checkmark$$

→ Δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής.

6) Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)} * \left( \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}} \right) = 263137 \text{ KNcm.}$$

όπου:

$K_w$	1
$K$	1
$C_1$	1.1320
$C_2$	0.4590
$C_3$	0.5250
$I_w$	$3817000 \text{ cm}^6$
$I_z$	$10820 \text{ cm}^4$
$I_t$	$355.70 \text{ cm}^4$
$z_g$	0
$z_j$	0 (λόγω συμ/τρίας)
$L$	500cm
$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$	$8077 \text{ KN/cm}^2$

7) Λυγηρότητες

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3232 \text{ cm}^3 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{263137 \text{ KNcm}}} = 0.537 > 0.40$$

→ Επομένως πρέπει να ληφθεί υπόψη ο πλευρικός λυγισμός.

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} > 1.20 \text{ και } t_f < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού b και συντελεστής ατελειών } a_{LT} = 0.34$$

8) Μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT}$

$$\varphi_{LT} = 0.5 * [1 + a_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.20) + \lambda_{LT}^2] = 0.70$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0.70 + \sqrt{0.70^2 - 0.537^2}} = 0.87 < 1 \quad \checkmark$$

9) Πλαστικός έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη και πλευρικό λυγισμό.

Για τον συγκεκριμένο έλεγχο πρέπει να ισχύει :  $M_{ed} = \chi_{LT} * M_{pl,Rd}$

$$\text{όπου } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M0}} = 690.47 \text{ KNm}$$

$$\text{Άρα, } 29.37 \text{ KNm} < 0.87 * 690.47 \text{ KNm} = 600 \text{ KNm} \quad \checkmark$$



→ Όλοι οι έλεγχοι που εφαρμόστηκαν στη κύρια δοκό ικανοποιούνται οπότε η διατομή HEB400 επαρκεί.

## 6.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού HEB200

Εντατικά μεγέθη

$$V_z = 3.53 \text{ KN}$$

$$M_y = 8.05 \text{ KNm}$$

Υλικά : S235

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$E = 21000 \text{ MPa} (\nu = 0.3)$$

Χαρακτηριστικά διατομής.

h=200mm	$W_{el,y} = 569.6 \text{ cm}^3$
b=200mm	$W_{pl,y} = 642.5 \text{ cm}^3$
tw=9mm	$i_y = 8.54 \text{ cm}$
tf=15mm	$i_z = 5.07 \text{ cm}$
r=18mm	$A_{vz} = 24.83 \text{ cm}^2$
$A = 78.08 \text{ cm}^2$	$W_{el,z} = 200.3 \text{ cm}^3$
d=134mm	$W_{pl,z} = 305.8 \text{ cm}^3$
$I_y = 5696 \text{ cm}^4$	
$I_z = 2003 \text{ cm}^4$	
$I_w = 171100 \text{ cm}^6$	
$I_t = 59.28 \text{ cm}^4$	

1) Κατηγορία διατομής

$$\text{Πέλιμα: } \frac{\frac{b-tw}{2} - r}{tf} = \frac{\frac{200 \text{ mm} - 9 \text{ mm}}{2} - 18 \text{ mm}}{15 \text{ mm}} = 5,16 < 9 * \epsilon = 9 : \text{κατηγορία 1}$$

$$\text{όπου: } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{d}{tw} = \frac{134 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} = 14,88 < 72 * \epsilon = 72 : \text{κατηγορία 1}$$

→ Η διατομή HEB200 είναι κατηγορίας 1.

2) Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{Mo}} = \frac{24,83 \text{ cm}^2 * 23,5 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3} * 1,10} = 530 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 530 \text{ KN} > V_{sd,z} = 3,53, \text{ και } \frac{V_{sd,z}}{V_{pl,z,Rd}} = \frac{3,53}{530} < 1 \checkmark$$

→Ο έλεγχος έναντι διάτμησης ικανοποιείται.

3) Έλεγχος απομείωσης καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Για απαίτηση απομείωσης θα πρέπει να ισχύει :  $V_{sd} > 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$

Στην περίπτωση μας ισχύει :  $V_{sd} = 3,53 \text{ KN} < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 530 \text{ KN} = 265 \text{ KN} \checkmark$

→ Δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

4) Έλεγχος σε κάμψη.

Για διατομές κατηγορίας 1,2 θα πρέπει :  $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$  όπου:  $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  και  $M_{Ed} =$

8,05 KNm όπως έχει προκύψει από την στατική επίλυση.

Οπότε :  $M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{642 \cdot \text{cm}^3 \cdot 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.10} = 13726 \text{ KNcm} = 137.26 \text{ KNm}$

Άρα  $\frac{8.05}{137.26} < 1$

→ Ο έλεγχος σε κάμψη ικανοποιείται.

5) Έλεγχος σε κάμψη και εφελκυσμό.

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση της στην πλαστική ροπή. Για διατομές διπλής συμμετρίας (όπως στην περίπτωση μας) δεν χρειάζεται μια τέτοια πρόβλεψη αρκεί να ισχύουν τα παρακάτω κριτήρια:

a)  $N_{Ed} = 1.90 \text{ KN} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 417 \checkmark$

όπου  $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{78.08 \text{ cm}^2 \cdot 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.10} = 1668 \text{ KN}$

β)  $N_{Ed} = 1.90 \text{ KN} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \cdot 13.4 \text{ cm} \cdot 0.9 \text{ cm} \cdot 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.10} = 128.82 \text{ KN} \checkmark$

→ Δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής.

6) Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)} \cdot \left( \sqrt{\left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \right) = 29162 \text{ KNcm.}$

όπου :

Kw	1
K	1
C1	1.1320
C2	0.4590
C3	0.5250
Iw	171100cm <sup>6</sup>
Iz	2003cm <sup>4</sup>
It	59.28cm <sup>4</sup>
zg	0
zj	0 (λόγω συμ/τριάς)
L	600cm
$G = \frac{E}{2*(\nu+1)}$	8077KN/cm <sup>2</sup>

7) Λυγηρότητες

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{642.5 \text{ cm}^3 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{29162 \text{ KNcm}}} = 0.72 > 0.40$$

→ Επομένως πρέπει να ληφθεί υπόψη ο πλευρικός λυγισμός.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1.20 \text{ και } t_f < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού c και συντελεστής ατελειών } \alpha_{LT} = 0.49$$

8) Μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT}$

$$\varphi_{LT} = 0.5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.20) + \lambda_{LT}^2] = 0.88$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0.88 + \sqrt{0.88^2 - 0.72^2}} = 0.72 < 1 \quad \checkmark$$

9) Πλαστικός έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη και πλευρικό λυγισμό.

Για τον συγκεκριμένο έλεγχο πρέπει να ισχύει :  $M_{ed} = \chi_{LT} * M_{pl,Rd}$

$$\text{όπου } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{MO}} = 137.26 \text{ KNm}$$

$$\text{Άρα, } 8.05 \text{ KNm} < 0.72 * 137.26 \text{ KNm} = 98.8 \text{ KNm} \quad \checkmark$$

→ Όλοι οι έλεγχοι που εφαρμόστηκαν στην δευτερεύουσα δοκό ικανοποιούνται οπότε η διατομή HEB200 επαρκεί.

### 6.3 Έλεγχος υποστυλώματος HEB300

#### Εντατικά μεγέθη

$$\begin{aligned} N &= -174 \text{ KN} \\ V_z &= 4,91 \text{ KN} \\ M_y &= 11.86 \\ M_z &= 22.24 \text{ KNm} \end{aligned}$$

#### Υλικά : S235

$$\begin{aligned} f_y &= 235 \text{ MPa} \\ f_u &= 360 \text{ MPa} \\ E &= 21000 \text{ MPa} \quad (\nu=0.3) \end{aligned}$$

#### Χαρακτηριστικά διατομής

h=300mm	$W_{el,y}=1678 \text{ cm}^3$
b=300mm	$W_{pl,y}=1869 \text{ cm}^3$
tw=11mm	$i_y=12.99 \text{ cm}$
tf=19mm	$i_z=7.57 \text{ cm}$
r=27mm	$A_{vz}=47.43 \text{ cm}^2$
$A=149.10 \text{ cm}^2$	$W_{el,z}=570.9 \text{ cm}^3$
d=208mm	$W_{pl,z}=939.1 \text{ cm}^3$
$I_y=25170 \text{ cm}^4$	
$I_z=8563 \text{ cm}^4$	
$I_w=2069000 \text{ cm}^6$	
$I_t=225.10 \text{ cm}^4$	

#### 1) Κατηγορία διατομής

$$\text{Πέλιμα: } \frac{\frac{b-tw}{2}-r}{tf} = \frac{\frac{300-11}{2}-27}{19} = 6.18 < 9 * \epsilon = 9 : \text{κατηγορία 1}$$

$$\text{όπου: } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{d}{tw} = \frac{208}{11} = 18.90 < 72 * \epsilon = 72 : \text{κατηγορία 1}$$

→ Η διατομή HEB300 είναι κατηγορίας 1.

#### 2) Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{Mo}} = \frac{47.43 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3} * 1.10} = 585 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 585 \text{ KN} > V_{sd,z} = 4.91 \text{ και } \frac{V_{sd,z}}{V_{pl,z,Rd}} = \frac{4.91}{585} < 1 \checkmark$$

→ Ο έλεγχος έναντι διάτμησης ικανοποιείται.

3) Έλεγχος απομείωσης καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Για απαίτηση απομείωσης θα πρέπει να ισχύει :  $V_{sd} > 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$

Στην περίπτωση μας ισχύει :  $V_{sd} = 4.91 \text{ KN} < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot 585 \text{ KN} = 292.5 \text{ KN} \checkmark$

→ Δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

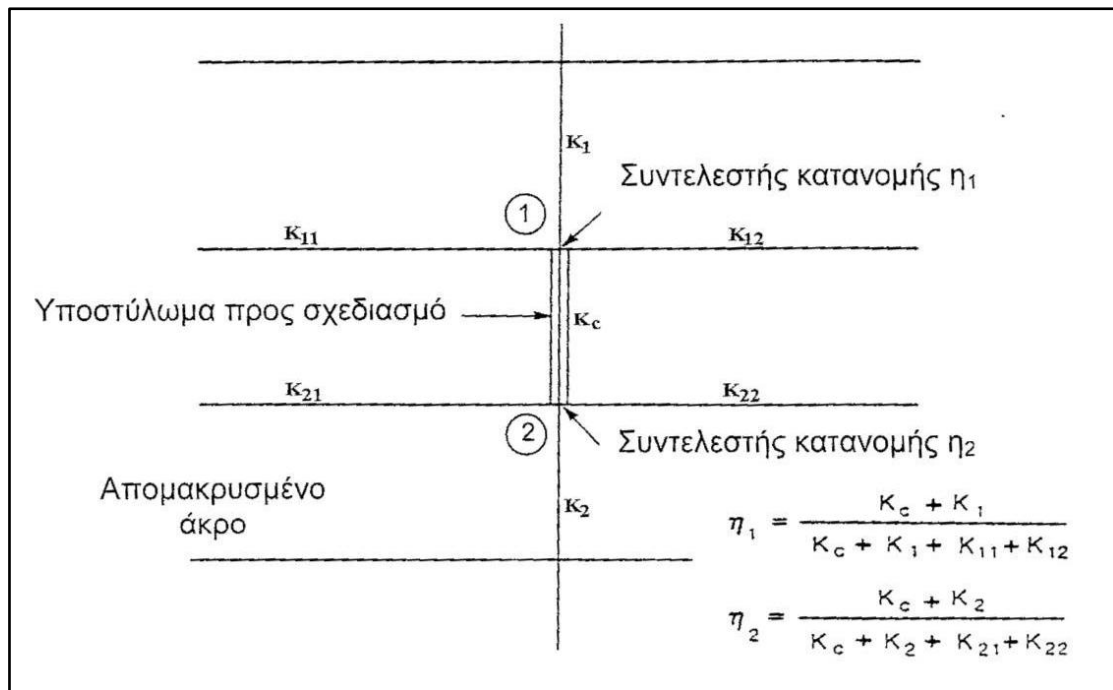
4) Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη

Για μέλη κατηγορίας 1 που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη θα πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω σχέσεις :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y} \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{z} \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1, \text{ όπου : } N_{Rk} = A \cdot f_y \text{ και } M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y$$

5) Ισοδύναμα μήκη λυγισμού.



Σχήμα 6.1 : Συντελεστές κατανομής  $\eta_1$  και  $\eta_2$  για συνεχή υποστυλώματα.

Όπου :  $K_c$  ο συντελεστής δυσκαμψίας υποστυλώματος.

$K_{11}, K_{21}, K_{12}, K_{22}$  συντελεστές δυσκαμψίας ζυγωμάτων.

Για την περίπτωση της παρούσας εργασίας οι συντελεστές κατανομής ισχύει:

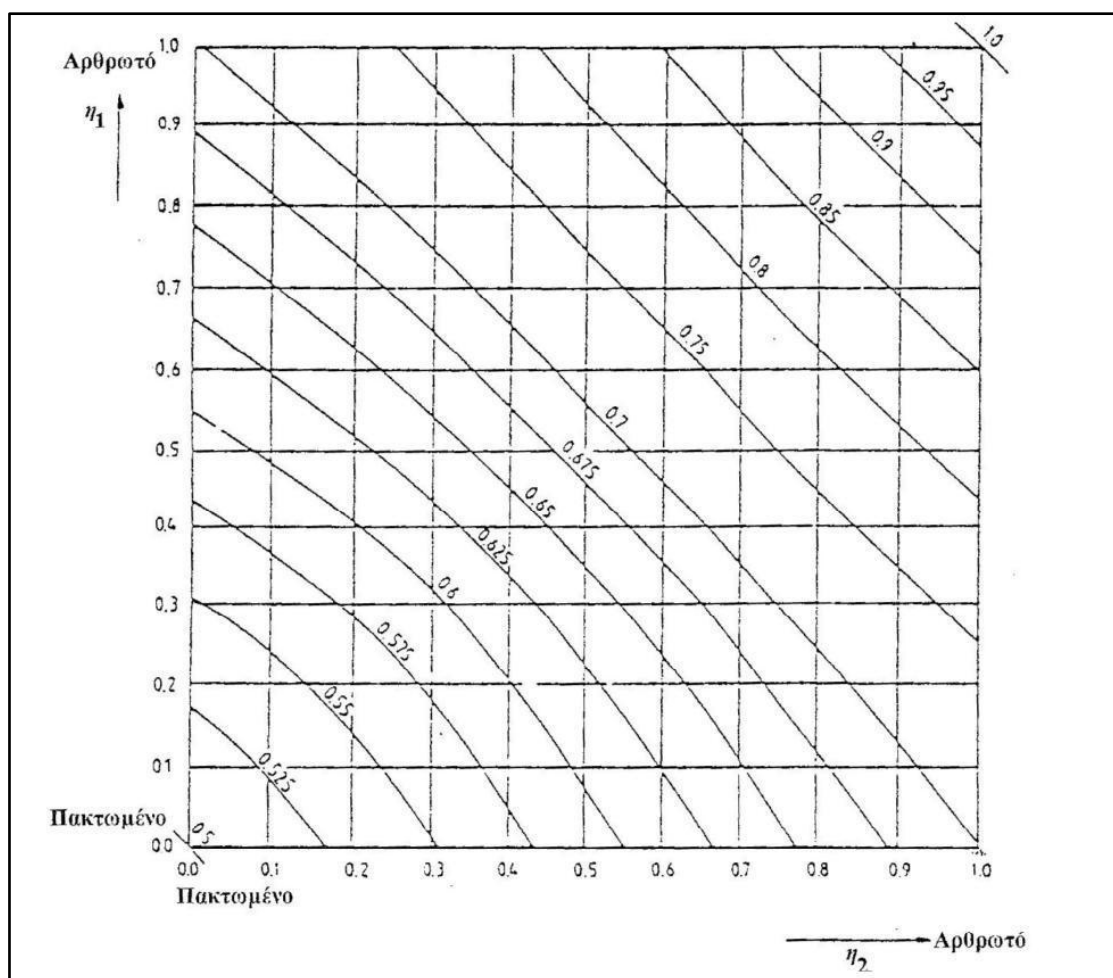
$$K_c = \frac{I_y(\text{HEB300})}{L_c} = \frac{25170 \text{ cm}^4}{400 \text{ cm}} = 62.93 \text{ cm}^3$$

$$K_{\zeta\gamma\omega\mu\alpha\tau\omicron\varsigma}(\text{HEB400}) = \frac{1.5 * I_y(\text{HEB400})}{3800 \text{ cm}} = \frac{1.5 * 57680 \text{ cm}^4}{3800 \text{ cm}} = 22.76 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c}{K_c + K(\text{HEB400})} = \frac{62.93 \text{ cm}^3}{(62.93 + 22.76) \text{ cm}^3} = 0.734$$

$$n_2 = 0 \text{ (πάκτωση)}$$

Από το παρακάτω σχήμα που αναφέρεται σε αμετάθετα υποστυλώματα με αμετάθετα άκρα προκύπτει ο συντελεστής  $\beta = 0.65$ .



Σχήμα 6.2: Συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $L_{cr}/L$  για υποστυλώματα με αμετάθετα άκρα.

Επομένως το μήκος λυγισμού του υποστυλώματος ως προς τον άξονα  $yy$  είναι :  
 $L_y = 0.65 * 4\text{m} = 2.60\text{m}$

Το μήκος λυγισμού του υποστυλώματος ως προς τον άξονα  $zz$  θα είναι ίσο με το ύψος του υποστυλώματος, άρα :  $L_z = 4\text{m}$

6) Καμπύλες λυγισμού.

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 > 1.20$$

→ καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα yy a και συντελεστής ατελειών ay = 0.21

→ καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα zz b και συντελεστής ατελειών by = 0.34

7) Λυγηρότητες.

**Διεύθυνση yy**

Η λυγηρότητα ως προς τον άξονα yy δίνεται ως εξής:

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{260 \text{ cm}}{12.99 \text{ cm}} = 20$$

Ανηγμένη λυγηρότητα.

$$\lambda_y^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{20}{93.9} = 0.21 \text{ όπου : } \lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93.9$$

**Διεύθυνση zz**

Η λυγηρότητα ως προς τον άξονα zz δίνεται ως εξής:

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{400 \text{ cm}}{7.09 \text{ cm}} = 56.41$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{56.41}{93.9} = 0.60$$

8) Μειωτικός συντελεστής.

Εν γένει ισχύει :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^{-2}}}$$

$$\varphi = 0.5 * [1 + a * (\lambda^- - 0.20) + \lambda^{-2}]$$

**Περί τον άξονα yy**

$$\varphi_y = 0.5 * [1 + 0.21 * (\lambda_y^- - 0.20) + \lambda_y^{-2}] = 0.53$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \lambda_y^{-2}}} = 0.98 < 1 \checkmark$$

**Περί τον άξονα zz**

$$\varphi_z = 0.5 * [1 + 0.21 * (\lambda_z^- - 0.20) + \lambda_z^{-2}] = 0.67$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \lambda_z^{-2}}} = 0.85 < 1 \checkmark$$

9) Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)} * \left( \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}} \right) = 14259 \text{ KNcm.}$$

όπου :

K <sub>w</sub>	1
K	0.50 (πάκτωση)
C <sub>1</sub>	1.285
C <sub>2</sub>	1.562
C <sub>3</sub>	0.753
I <sub>w</sub>	2069000 cm <sup>6</sup>
I <sub>z</sub>	8563 cm <sup>4</sup>
I <sub>t</sub>	400 cm <sup>4</sup>
z <sub>g</sub>	0
z <sub>j</sub>	0 (λόγω συμ/τρίας)
L	400 cm
$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$	8077 KN/cm <sup>2</sup>

10) Λυγηρότητες – πλευρικός λυγισμός

Η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού θα είναι :

$$\lambda_{LT}^{-2} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1869 \text{ cm}^3 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{14259 \text{ KNcm}}} = 1.75 > 0.40$$

→ Πρέπει να ληφθεί υπόψη ο πλευρικός λυγισμός.

$$\frac{h}{b} = 1.33 > 1.20, t_f < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα } \psi\psi \text{ a και } \alpha_{LT} = 0.21$$

11) Μειωτικός συντελεστής.

$$\varphi = 0.5 * [1 + 0.21 * (\lambda z^{-} - 0.20) + \lambda z^{-2}] = 0.5 * [1 + 0.21 * (1.75 - 0.20) + 1.75^2] = 2.19$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^{-2}}} = \frac{1}{2.19 + \sqrt{2.19^2 - 1.75^2}} = 0.35 < 1 \checkmark$$

12) Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης.



$$K_{yy} = C_{my} * C_{mLT} * \frac{\mu y}{1 - \frac{NEd}{N_{cr,y}}} * \frac{1}{C_{yy}}$$

$$K_{zy} = C_{my} * C_{mLT} * \frac{\mu z}{1 - \frac{NEd}{N_{cr,y}}} * \frac{1}{C_{zy}} * 0.6 * \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$$

όπου :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{L_y^2} = \frac{\pi^2 * 21000 \text{ KN/cm}^2 * 25170 \text{ cm}^4}{(260 \text{ cm})^2} = 77093 \text{ KN}$$

$$\mu y = \frac{1 - \frac{NEd}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y * \frac{NEd}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{174 \text{ KN}}{77093 \text{ KN}}}{1 - 0.98 * \frac{174 \text{ KN}}{77093 \text{ KN}}} = 0.9999$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{L_z^2} = \frac{\pi^2 * 21000 \text{ KN/cm}^2 * 8563 \text{ cm}^4}{(400 \text{ cm})^2} = 11081 \text{ KN}$$

$$\mu z = \frac{1 - \frac{NEd}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z * \frac{NEd}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{174 \text{ KN}}{11081 \text{ KN}}}{1 - 0.85 * \frac{174 \text{ KN}}{11081 \text{ KN}}} = 0.9979$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{1869 \text{ cm}^3}{1678 \text{ cm}^3} = 1.11 < 1.5 \checkmark$$

$$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = \frac{939.1 \text{ cm}^3}{570.9 \text{ cm}^3} = 1.5 \checkmark$$

$$\eta_{pl} = \frac{NEd}{\gamma M_1 N_{RK}} = \frac{174 \text{ KN}}{3503.85 \text{ KN}} = 0.049$$

όπου:  $N_{RK} = A * f_y = 149.10 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ KN/cm}^2 = 3503.85 \text{ KN}$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} = 1 - \frac{225.10 \text{ cm}^4}{25170 \text{ cm}^4} = 0.99 > 0 \checkmark$$

13) Ελαστικό κρίσιμο φορτίου στρεπτικού λυγισμού.

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i\mu^2} * (G * I_t + \frac{\pi^2 * E * I_w}{L^2}) =$$

$$= \frac{1}{226.045} * (8077 \text{ KN/cm}^2 * 225.10 \text{ cm}^4 + \frac{\pi^2 * 21000 \text{ KN/cm}^2 * 2069000 \text{ cm}^6}{(400 \text{ cm})^2}) = 19870 \text{ KN}$$

όπου:  $i\mu^2 = i_y^2 + i_z^2 = (12.99 \text{ cm})^2 + (7.57 \text{ cm})^2 = 226.045 \text{ cm}^2$

14) Για τον υπολογισμό της ανηγμένης λυγηρότητας  $\lambda_{o^-}$  για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής θα πρέπει να υπολογίσουμε πάλι την κρίσιμη ροπή σε πλευρικό λυγισμό. Έτσι θα έχουμε  $k=1$  και  $\psi=1$ .

Οπότε :

$$M_{cr,LT} = k * \frac{M_{cr}}{C_1} = 1 * \frac{14259 \text{ KNcm}}{1.285} = 11096 \text{ KNcm}$$

$$\text{και } \lambda_{o^-} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr,LT}}} = \sqrt{\frac{1869 \text{ cm}^3 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{11096 \text{ KNcm}}} = 1.98$$

$$0.20 * \sqrt{C_1} * \sqrt{\left(1 - \frac{NEd}{N_{cr,z}}\right) * \left(1 - \frac{NEd}{N_{cr,T}}\right)} = 0.20 * \sqrt{1.285} * \sqrt{\left(1 - \frac{174 \text{ KN}}{11081 \text{ KN}}\right) * \left(1 - \frac{174 \text{ KN}}{19870 \text{ KN}}\right)} = 0.22$$

→  $\lambda_0^- = 1.98 > 0.22$  αυτό ορίζει τον τύπο των παρακάτω συντελεστών.

$$C_{m,y} = C_{m,y,o} + (1 - C_{m,y,o}) - \frac{\sqrt{\varepsilon_y}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y}} * aLT = 0.86$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{NEd} * \frac{A}{W_{el,y}} = 1.70$$

$$C_{m,y,o} = 0.79 + 0.21\psi_\psi + 0.36 * (\psi_\psi - 0.33) * \frac{NEd}{N_{cr,y}} = 0.68$$

$$\psi_\psi = -0.5$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,o}$$

$$C_{mLT} = C_{m,y}^2 * \frac{aLT}{\left(1 - \frac{NEd}{N_{cr,z}}\right) * \left(1 - \frac{NEd}{N_{cr,T}}\right)} = 0.742$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) * \left[2 - \frac{1.6}{w_y} * C_{m,y}^2 * \lambda_{max}^{-2} - \frac{1.6}{w_y} * C_{m,y}^2 * \lambda_{max}^{-2}\right] * n_{pl} - bLT = 0.89$$

$$\text{Όπου } \lambda_{max}^{-2} = \max \{ \lambda_y^-, \lambda_z^- \} = 0.60$$

$$\text{Άρα : } k_{yy} = C_{m,y} * C_{mLT} * \frac{\mu_y}{1 - \frac{NEd}{N_{cr,y}}} * \frac{1}{C_{yy}} = 0.725$$

$$\text{Και } k_{zy} = C_{m,y} * C_{mLT} * \frac{\mu_z}{1 - \frac{NEd}{N_{cr,y}}} * \frac{1}{C_{zy}} * 0.60 * \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 0.33$$

$$\text{Όπου : } C_{zy} = 1 + (w_y - 1) * \left[2 - 14 * \frac{C_{m,y}^2 * \lambda_{max}^{-2}}{w_y^5}\right] * n_{pl} = 0.46$$

15) Ο τελικός έλεγχος στο υποστυλώμα είναι :

$$\frac{\frac{NEd}{\chi_y * NRK}}{\gamma_M 1} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,RK}}{\gamma_M 1}} = \frac{174 \text{ KN}}{0.98 * 3503.85 \text{ KN}} + 0.725 * \frac{33.35 \text{ KNM}}{0.35 * \frac{439.2 \text{ KNM}}{1}} = 0.211 \leq 1 \checkmark$$

$$\frac{\frac{NEd}{\chi_z * NRK}}{\gamma_M 1} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,RK}}{\gamma_M 1}} = \frac{170 \text{ KN}}{0.85 * 3503.85 \text{ KN}} + 0.33 * \frac{33.35 \text{ KNM}}{0.35 * \frac{439.2}{1}} = 0.129 \leq 1 \checkmark$$

→ Η διατομή του υποστυλώματος επαρκεί.

## 6.4 Έλεγχος διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας HEB180

Εντατικά μεγέθη

$$N_{min} = -491 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 129.6 \text{ KN}$$

Υλικά : S235

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$E = 21000 \text{ MPa } (\nu = 0.3)$$

Χαρακτηριστικά διατομής.

h=180mm	$W_{el,y} = 425.7 \text{ cm}^3$
---------	---------------------------------

b=180mm	Wpl,y=481.4cm <sup>3</sup>
tw=8.5mm	iy=7.66cm
tf=14mm	iz=4.57cm
r=15mm	Avz=20.24cm <sup>2</sup>
A=65.26cm <sup>2</sup>	Wel,z=151.4cm <sup>3</sup>
d=122mm	Wpl,z=231cm <sup>3</sup>
Iy=3831cm <sup>4</sup>	
Iz=1363cm <sup>4</sup>	
Iw=93750cm <sup>6</sup>	
It=42.16cm <sup>4</sup>	

1) Κατηγορία διατομής

$$\text{Πέγμα: } \frac{\frac{b-tw}{2}-r}{tf} = \frac{\frac{180\text{mm}-8.5\text{mm}}{2}-15\text{mm}}{14\text{mm}} = 5.05 < 9 \cdot \varepsilon = 9 : \text{κατηγορία 1}$$

$$\text{όπου: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{d}{tw} = \frac{122\text{mm}}{8.5\text{mm}} = 14.35\text{mm} < 72 \cdot \varepsilon = 72 : \text{κατηγορία 1}$$

2) Έλεγχος σε εφελκυσμό.

Αντοχή σχεδιασμού :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot fy}{\gamma_{M0}} = \frac{65.26\text{cm}^2 \cdot 23.5\text{KN/cm}^2}{1.10} = 1394.2\text{KN} > N_{\max} = 129.6\text{KN} \checkmark$$

→ ο έλεγχος σε εφελκυσμό ικανοποιείται.

3) Έλεγχος σε λυγισμό.

Μήκος συνδέσμου δυσκαμψίας= L= 6.40m

i. Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1 < 1.20 \text{ και } tf < 40\text{mm}$$

→ καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα ψψ b και συντελεστή ατελειών a=0.34

→ καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα zz και συντελεστή ατελειών a=0.49

ii. Λυγηρότητες

### Διεύθυνση ψψ

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{640 \text{ cm}}{7.66 \text{ cm}} = 83.55$$

$$\lambda_y^- = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{83.55}{93.9} = 0.88$$

$$\text{Όπου : } \lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9$$

### Διεύθυνση zz

$$\lambda_z = \frac{0.5 * L_z}{i_z} = \frac{0.50 * 640 \text{ cm}}{4.57 \text{ cm}} = 70$$

$$\lambda_z^- = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{83.705}{93.9} = 0.745$$

### iii. Μειωτικός συντελεστής

$$\varphi_y = 0.5 * [1 + a_y * (\lambda_y^- - 0.20) + \lambda_y^{-2}] = 0.5 * [1 + 0.34 * (0.88 - 0.20) + (0.88)^2] = 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 + \lambda_y^{-2}}} = \frac{1}{1 + \sqrt{1^2 + 0.88^2}} = \frac{1}{1.475} = 0.677 < 1 \quad \checkmark$$

$$\varphi_z = 0.5 * [1 + a_z * (\lambda_z^- - 0.20) + \lambda_z^{-2}] = 0.5 * [1 + 0.49 * (0.745 - 0.20) + (0.745)^2] = 0.91$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 + \lambda_z^{-2}}} = \frac{1}{0.91 + \sqrt{0.91^2 + 0.745^2}} = \frac{1}{1.522} = 0.657 < 1 \quad \checkmark$$

$$N_{bd} = \chi_{\min} * \frac{A * f_y}{\gamma_{MO}} = 0.657 * \frac{65.26 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.1} = 916 \text{ KN} > N_{ed} = 491 \text{ KN} \quad \checkmark$$

→ Ο έλεγχος σε λυγισμό ικανοποιείται. Η διατομή HEB180 του συνδέσμου δυσκαμψίας επαρκεί.

## 6.5 Έλεγχος διαδοκίδας IPE240.

Υλικά : S235

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$E = 21000 \text{ MPa} \quad (\nu = 0.3)$$

Χαρακτηριστικά διατομής.

h=240mm	W <sub>el,y</sub> =324.3cm <sup>3</sup>
b=120mm	W <sub>pl,y</sub> =366.6cm <sup>3</sup>
tw=6.2mm	i <sub>y</sub> =9.97cm
tf=9.8mm	i <sub>z</sub> =2.69cm
r=15mm	A <sub>vz</sub> =19.14cm <sup>2</sup>
A=39.12cm <sup>2</sup>	W <sub>el,z</sub> =47.27cm <sup>3</sup>
d=190.4mm	W <sub>pl,z</sub> =73.92cm <sup>3</sup>
I <sub>y</sub> =3892cm <sup>4</sup>	
I <sub>z</sub> =283.6cm <sup>4</sup>	
I <sub>w</sub> =37390cm <sup>6</sup>	
I <sub>t</sub> =12.88cm <sup>4</sup>	

1) Κατηγορία διατομής

$$\text{Πέλιμα: } \frac{\frac{b-tw}{2}-r}{tf} = \frac{\frac{120\text{mm}-6.2\text{mm}}{2}-15\text{mm}}{9.8\text{mm}} = 4.27 < 9*\epsilon = 9 : \text{κατηγορία 1}$$

$$\text{όπου: } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{d}{tw} = \frac{190.4\text{mm}}{9.8\text{mm}} = 30.7 < 72*\epsilon = 72 : \text{κατηγορία 1}$$

→ Η διατομή ΙΡΕ240 είναι κατηγορίας 1.

2) Φορτίσεις (πλάτος επιρροής b=1m)

Ολικό μόνιμο φορτίο : g=3KN/m<sup>2</sup>\*1m =3KN/m

Κινητό φορτίο ορόφων : q= 5KN/m<sup>2</sup> \* 1m =5KN/m

3) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

i. Φορτίο σχεδιασμού.

$$q_{sd} = 1.35 * g + 1.5 * q = 1.35 * 3\text{KN/m} + 1.5 * 5\text{KN/m} = 11.6\text{KN/m}$$

ii. Εντατικά μεγέθη (η δοκός θεωρείται αμφίεραστη με άνοιγμα 5m )

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} * L^2}{8} = \frac{11.6\text{KN}}{m} * (5\text{m})^2}{8} = 36.25 \text{KNm}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} * L}{2} = \frac{11.6\text{KN}}{m} * 5\text{m}}{2} = 29\text{KN}$$

iii. Έλεγχος σε τέμνουσα.

$$V_{sd,y,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{MO}} = \frac{15.48 \text{ cm}^2 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3} * 1.1} = 191 \text{ KN} > V_{sd} = 29 \text{ KN} \checkmark$$

$$A_v = 1.04 * h * t_w = 1.04 * 24 \text{ cm} * 0.62 \text{ cm} = 15.48 \text{ cm}^2$$

iv. Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{366.6 \text{ cm}^3 * 23.5 \text{ KN/cm}^2}{1.1} = 7832 \text{ KNcm} = 78.32 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 78.32 \text{ KNm} > M_{sd} = 36.25 \text{ KNm} \checkmark$$

→ Η διατομή IPE240 ικανοποιεί τον έλεγχο σε ΟΚΑ.

4) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

i. Φορτίο λειτουργίας.

$$q_{ser} = g + 0.9 * q = 3 \text{ KN/m} + 0.9 * 5 \text{ KN/m} = 7.5 \text{ KN/m}$$

ii. Εν γένει ισχύει :  $\delta = \frac{5}{384} * \frac{q_{ser} * L^4}{E * I_y}$

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} * \frac{0.075 \text{ KN/cm} * (500 \text{ cm})^4}{\frac{21000 \text{ KN}}{\text{cm}^2} * 3892 \text{ cm}^4} = 0.75 \text{ cm} < \frac{l=500 \text{ cm}}{250} = 2 \text{ cm} \checkmark$$

iii.  $\delta_2$  : υπολογίζεται για φορτίο λειτουργίας :

$$q_{ser2} = 0.9 * q = 0.9 * 5 = 4.5 \text{ KN/m} = 0.045 \text{ KN/cm}$$

$$\text{οπότε } \delta_2 = \frac{5}{384} * \frac{q_{ser2} * L^4}{E * I_y} = \frac{5}{384} * \frac{0.045 \text{ KN/cm} * (500 \text{ cm})^4}{\frac{21000 \text{ KN}}{\text{cm}^2} * 3892 \text{ cm}^4} = 0.45 \text{ cm} < \frac{l=500 \text{ cm}}{300} = 1.6 \text{ cm} \checkmark$$

→ Η διατομή IPE240 ικανοποιεί τον έλεγχο σε ΟΚΛ

## 6.6 Έλεγχος μετατοπίσεων – σχετική μετακίνηση ορόφων.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, η διαφορά μετατοπίσεων  $\delta$  μεταξύ του πόδα και της κορυφής ενός υποστυλώματος (εκτροπή πλαισίου) δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.007.

Κατά τις διευθύνσεις  $x, y$  την μέγιστη μετατόπιση έδωσε ο σεισμικός συνδυασμός με  $D_x = 30.875 \text{ mm}$  και  $D_y = 27.82 \text{ mm}$ . Η μέγιστη μετατόπιση είναι η  $D_y = 27.82 \text{ mm}$  ενώ η αντίστοιχη μετατόπιση στο από κάτω επίπεδο είναι  $D_y = 17.628 \text{ mm}$  με αποτέλεσμα η μέγιστη εκτροπή να είναι  $\delta = (27.824 - 17.628) \text{ mm} = 10.2 \text{ mm} = 1.02 \text{ cm}$

$$\text{Εφαρμόζοντας τον ΕΚ8 προκύπτει : } \frac{\delta}{h_{op}} \leq 0.007 \rightarrow \frac{10.2 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 0.00255 \checkmark$$

→ Ο έλεγχος ικανοποιείται.



## 7 Συνδέσεις Μελών

### 7.1 Γενικά

Οι συνδέσεις των μελών μιας μεταλλικής κατασκευής, είναι ένας πολύ σημαντικός παράγοντας για την ανέγερσή της. Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν την δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται με τρόπο που να καθιστά την κατασκευή και την ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες και θα πρέπει να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσω υψηλής ειδικευσης και να παρέχουν την δυνατότητα επιθεώρησης κατά την διάρκεια κατασκευής.

Οι εσωραφές και οι εξωραφές συγκόλλησης, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές και για τον λόγο αυτό οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

### 7.2 Συνδέσεις και κόμβοι

**Ως σύνδεση** ορίζεται το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη και υποτίθεται ότι είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση π.χ. στη διεπιφάνεια μεταξύ του άκρου της δοκού και του υποστυλώματος σε έναν κόμβο δοκού-υποστυλώματος.

Η διάκριση των συνδέσεων γίνεται :

- a) *Ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού.* Η σύνδεση μπορεί να υλοποιηθεί είτε με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους κλπ.) είτε να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά ελάσματα στο πέγμα του υποστυλώματος, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων κλπ.
- b) *Ως προς εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν.* Βάση αυτού του κριτηρίου οι συνδέσεις διακρίνονται σε απλές συνδέσεις (τέμνουσας ή αξονικής δύναμης) και σε συνδέσεις ροπής.
- c) *Ως προς την αντοχή τους στις ροπές συγκριτικά με τα μέλη που συνδέουν.* Έτσι διακρίνονται σε συνδέσεις πλήρους αντοχής και μερικής αντοχής.

**Ως κόμβος** ορίζεται η ευρύτερη ζώνη αλληλεπίδρασης των συνδεόμενων μελών.

Η διάκριση των κόμβων εξαρτάται από :

- a) Την διατομή των προς σύνδεση στοιχείων π.χ. κόμβοι δοκών –υποστυλωμάτων, αποκατάστασης συνέχειας δοκών, έδρασης κλπ.



- b) Την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Έτσι διακρίνονται σε κόμβους πλήρους αντοχής και μερικής αντοχής ανάλογα με το αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από την ροπή της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Επίσης βάσει αυτού του κριτηρίου οι κόμβοι διακρίνονται σε αρθρωτούς, ημιάκαμπτους και άκαμπτους ανάλογα με την δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεδεμένων μελών. Οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, οι άκαμπτοι ως πακτώσεις και οι ημιάκαμπτοι με την βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

### **7.3 Έλεγχοι των συνδέσεων στην παρούσα εργασία.**

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών της παρούσας εργασίας πραγματοποιήθηκε με την χρήση του προγράμματος Instant 2000 (Έλεγχος Συνδέσεων). Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν καθώς και για τις περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο πρόγραμμα υπάρχει μια σύνδεση. Στο πρόγραμμα αφού επιλεγεί ο τύπος της σύνδεσης, στη συνέχεια πρέπει να ορισθούν τα μέλη, οι δυνάμεις καθώς και οι λεπτομέρειες που αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και υπό κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, και αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό έτσι ώστε ο χρήστης να έχει μία ρεαλιστική απεικόνιση της κατάστασης.

Στο πρόγραμμα, αρχικά ορίστηκε ο τύπος για κάθε κόμβο (π.χ. δοκός σε υποστύλωμα, έδραση υποστυλώματος κλπ.) και στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που τον συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη τους. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης( π.χ. πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις, κλπ.) και τέλος έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον ΕΚ3 και παράχθηκε η αναφορά λεπτομερειών και αποτελεσμάτων.

Οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται από το πρόγραμμα φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί :

Πίνακας 7.1: Κατηγορίες συνδέσεων προγράμματος Instant.

<b>A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα</b>	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλαμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλαμα του υποστυλώματος.
<b>B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα &amp; δοκού σε δοκό</b>	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλαμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλαμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
<b>Γ. Συνέχεια μελών</b>	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμολακτώματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμολακτώματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
<b>Δ. Κόμβος δικτυώματος</b>	
Δ.1 Συγκολλητές/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβόελασμα.
Δ.2 Κοχλιωτές/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβόελασμα.
Δ.3 Συγκολλητές/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
<b>Ε. Έδραση υποστυλώματος</b>	
E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
E.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
E.3 Αρθρωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
E.4 Αρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η μέσω γωνιακών.

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των ελέγχων που προέκυψαν από την επίλυση στο Instant. Οι έλεγχοι έγιναν για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων:

- a) Κύρια δοκός σε υποστύλωμα,
- b) Διαδοκίδα σε κύρια δοκό.
- c) Έδραση υποστυλώματος.



# INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
(Περιληπτική αναφορά)

---

## ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αρχείο	Δοκός σε στύλο
Ημερομηνία	2013
Μηχανικός	Ζέρβα
Έργο	Εμπορικό κέντρο

## ΜΟΝΑΔΕΣ

Μήκος	mm
Δύναμη	kN
Γωνία	deg

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

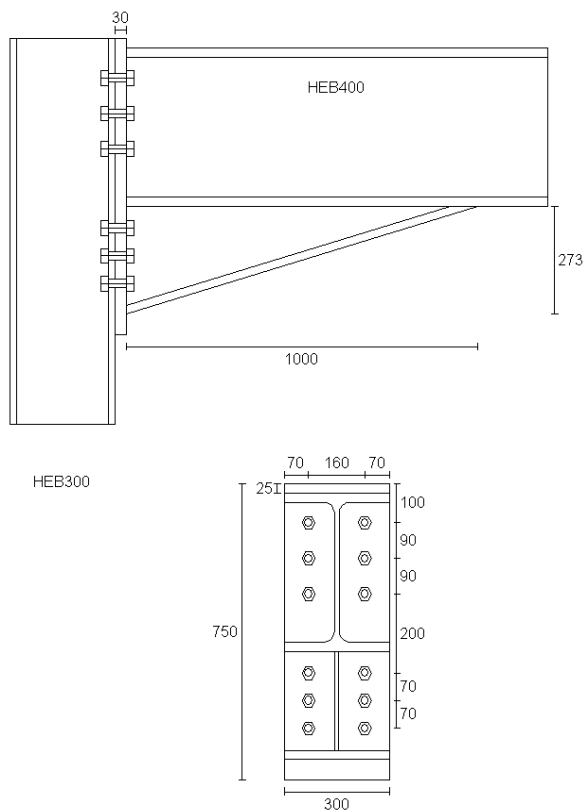
Κανονισμός	ENV(1993-1-1)
$\gamma M_o$	1.10
$\gamma M_b$ (διάτμηση)	1.25
$\gamma M_b$ (εφελκυσμός)	1.25

<b>ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b>	
$\gamma M_w$	<b>1.25</b>
$\gamma M_2$	<b>1.25</b>

<b>ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ</b>	
1	<b>Δοκός σε στύλο</b>

<b>ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ</b>	
1	<b>LC904(Vzmin)</b>

## 8 Κύρια δοκός σε υποστύλωμα



### Περιγραφή:

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)**

### ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- Οι διατομές είναι **Τάξης 1, 2 ή 3**
- $N_{Sd} < 0.1 * N_{pl.Rd}$ , όπου
  - $N_{Sd}$ : αξονική δύναμη στη δοκό
  - $N_{pl.Rd}$ : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

## 8.1 ΔΕΛΟΜΕΝΑ

### Στοιχεία συνδεόμενων μελών

Συνδεόμενα μέλη	Υποστύλωμα	Δεξιά Δοκός	Αριστερή Δοκός
Διατομή	HEB300	HEB400	
Ποιότητα υλικού	S235	S235	

### Λεδομένα κλίσης δεξιάς δοκού

Γωνία : 0.00deg  
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h') : 400.00mm

### Λεδομένα μετωπικής πλάκας

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά & τύπος μετωπικής πλάκας				
Ύψος (h <sub>p</sub> ) (mm)	Πλάτος (b <sub>p</sub> ) (mm)	Πάχος (t <sub>p</sub> ) (mm)	Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού (mm)	Τύπος μετωπικής πλάκας
750.000	300.000	30.000	25.000	Μη προεξέχουσα εξωτερική

### Λεδομένα ενίσχυσης κόμβου

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενίσχυσης κόμβου					
Ύψος (h) (mm)	Πλάτος πέλματος (b <sub>f</sub> ) (mm)	Πάχος πέλματος (t <sub>f</sub> ) (mm)	Πάχος κορμού (t <sub>w</sub> ) (mm)	Μήκος (l <sub>h</sub> ) (mm)	Γωνία (a <sub>h</sub> ) (deg)
272.500	300.000	20.500	11.500	1000.000	15.243

### Λεδομένα κοχλιών

Χαρακτηριστικά κοχλιών	
Τύπος	Κανονικοί
Διάμετρος d	20.00
Διάμετρος σπής (d <sub>0</sub> )	22.00
Ποιότητα	10.9
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εκτός σπειρώματος

### Λεδομένα τοπολογίας κοχλιών

Τοπολογία κοχλιών	
Απόσταση e <sub>1</sub> (mm)	100.00
Απόσταση e <sub>2</sub> (mm)	70.00
Απόσταση w(mm)	160.00
Απόσταση p(1)(mm)	90.00
Απόσταση p(2)(mm)	90.00
Απόσταση p(3)(mm)	200.00
Απόσταση p(4)(mm)	70.00
Απόσταση p(5)(mm)	70.00

## 8.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [LC904(Vzmin)]

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική ( $N_{sd}$ ) (kN)	Τέμνουσα ( $V_{sd}$ ) (kN)	Ροπή ( $M_{sd}$ ) (kN.mm)
Δεξιά δοκός ΗΕΒ400	0.00	-26.87	29370.00
Υποστύλωμα ΗΕΒ300	0.00	0.00	0.00

### 8.2.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

#### 8.2.1.1 ΑΝΤΟΧΕΣ ΚΟΧΛΙΩΝ {J3.6.2}

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ Σ' ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΤΩΝ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

Σειρές κοχλιών ανεξάρτητες και ομάδα κοχλιών

Σειρά κοχλιών	Αντοχή σχεδιασμού εφελκυσμό $F_{t,Rd}$	$\sigma'$
1	274.827	
2	205.412	
3	33.843	

#### 8.2.1.2 ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή  $M_{Rd}$

Λόγος  $M_{sd} / M_{Rd}$

Η αντοχή σε ροπή είναι

: 277315.63kN.mm

: 0.11 < 1

: ΕΠΑΡΚΗΣ

### 8.2.1.3 ANTOXH SE DIATMHSH

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση  $V_{Rd}$  : 1162.70kN  
Λόγος  $V_{Sd} / V_{Rd}$  : 0.02 < 1.00  
Η αντοχή σε διάτμηση είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

### 8.2.1.4 ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

Το πάχος των συγκολλήσεων του κορμού δοκού στην : 8.00mm  
μετωπική πλάκα είναι  
Η απαιτούμενη τιμή είναι : 4.00mm  
Το πάχος των συγκολλήσεων του πέλματος δοκού στην : 7.00mm  
μετωπική πλάκα είναι  
Η απαιτούμενη τιμή για μεταθετό πλαίσιο είναι : 5.00mm  
Η απαιτούμενη τιμή για αμετάθετο πλαίσιο είναι : 6.00mm

### 8.2.1.5 ANTOXH SXEΔIASMOY SE ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

### 8.2.1.6 ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1} & ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

Ιδεατή ακαμψία  $S_j$  : 1563842.00kN.mm/deg

Δεν παρέχεται πληροφορία στον Ευρωκώδικα 3 για πλαστική ανάλυση

### 8.2.1.7 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

#### Ταξινόμηση με την ακαμψία

ΑΡΘΡΩΤΗ  
ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ

για  $L \leq L_1$   
για  $L_1 < L < L_2$



ΑΚΑΜΠΤΗ

για  $L_2 \leq L$

L

= μήκος συνδεόμενης ράβδου

Για μεταθετό πλαίσιο

L<sub>1</sub>

= 675.91mm

L<sub>2</sub>

= 10814.63mm

Για αμετάθετο πλαίσιο

L<sub>1</sub>

= 675.91mm

L<sub>2</sub>

= 33795.72mm



# INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
(Περιληπτική αναφορά)

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	
Αρχείο	Διαδοκίδα σε κύρια
Ημερομηνία	2013
Μηχανικός	Ζέρβα
Έργο	Εμπορικό κέντρο

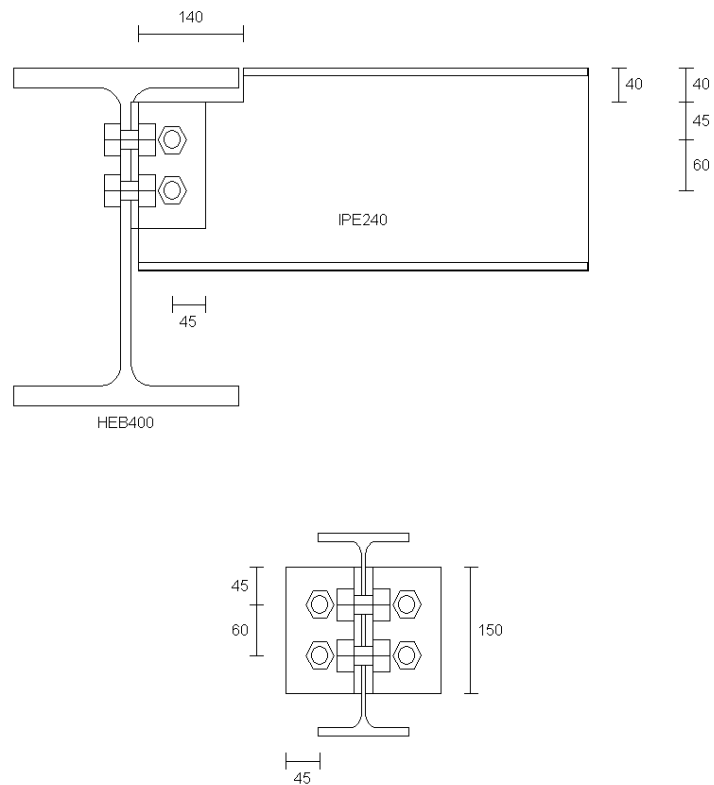
ΜΟΝΑΔΕΣ	
Μήκος	mm
Δύναμη	kN
Γωνία	deg

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	
Κανονισμός	ENV(1993-1-1)
$\gamma M_o$	1.10
$\gamma M_b$ (διάτμηση)	1.25
$\gamma M_b$ (εφελκυσμός)	1.25
$\gamma M_w$	1.25
$\gamma M_2$	1.25

ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	
1	Διαδοκίδα σε κύρια

ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	
1	LC(Ίδιο βάρος+κινητά)

## 9 Διαδοκίδα σε κύρια δοκό



**Περιγραφή:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)**

### 9.1 ΔΕΔΟΜΕΝΑ

**Στοιχεία συνδεόμενων μελών**

<i>Συνδεόμενα μέλη</i>	<i>Υποστύλωμα</i>	<i>Δεξιά Δοκός</i>	<i>Αριστερή Δοκός</i>
Διατομή	HEB400	IPE240	
Ποιότητα υλικού	S235	S235	

## ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

<i>Χαρακτηριστικά</i>	<i>Δοκός</i>
Διατομή	L100x10
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	1920.000
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστύλωμα (mm)	100.000
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό (mm)	100.000
Πάχος (mm)	10.000
Μήκος γωνιακού (mm)	150.000
Ποιότητα υλικού	S235
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb) (mm)	40.000

## ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

	<i>Κύρια Δοκός</i>	<i>Δοκός</i>
Τύπος	Κανονικοί	Κανονικοί
Διάμετρος (d)	20.000	20.000
Διάμετρος οπής (d <sub>0</sub> )	22.000	22.000
Εμβαδόν κοχλία (A)	314.000	314.000
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (A <sub>s</sub> )	245.000	245.000
Ποιότητα	10.9	10.9
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εκτός σπειρώματος	εκτός σπειρώματος
Απόσταση από άκρο (e <sub>1</sub> ) (mm)	45.000	45.000
Απόσταση από άκρο (e <sub>2</sub> ) (mm)	45.000	45.000
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p <sub>1</sub> ) (mm)	60.000	60.000
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p <sub>2</sub> ) (mm)	54.000	45.000
Αριθμός σειρών κοχλιών	2	2
Αριθμός κολονών κοχλιών	1	1

## ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ

Μήκος πάνω απότμησης (mm)	140.000
Πλάτος πάνω απότμησης (mm)	40.000
Μήκος κάτω απότμησης (mm)	0.000
Πλάτος κάτω απότμησης (mm)	0.000
Πάνω πέλμα δοκού και πέλμα κύριας δοκού (qbfcf) (mm)	0.000
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc) (mm)	10.000

## 9.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [LC(Ίδιο βάρος+κινητά)]

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

	Τέμνουσα (kN)
Δεξιά δοκός IPE240	28.800

### 9.2.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

#### 9.2.1.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία Fv.Rd (kN)	301.440
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	30.072
Λόγος	0.100

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κοχλία Fb.Rd (kN)	94.909
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	15.036
Λόγος	0.158

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κορμού δοκού (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κοχλία Fb.Rd (kN)	58.844
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	30.072
Λόγος	0.511

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	176.253
Διατμητική Δύναμη (kN)	14.400
Λόγος	0.082

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	120.127
Διατμητική Δύναμη (kN)	28.800
Λόγος	0.240

<b>Αντοχή σε διάτμηση δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	235.926
Διατμητική Δύναμη (kN)	28.800
Λόγος	0.122

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία Fv.Rd (kN)	150.720
Διατμητική Δύναμη (kN)	7.200
Λόγος	0.048

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας Fb.Rd (kN)	66.149
Διατμητική Δύναμη (kN)	7.200
Λόγος	0.109

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κύριας δοκού (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας Fb.Rd (kN)	89.301
Διατμητική Δύναμη (kN)	7.200
Λόγος	0.081

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	176.253
Διατμητική Δύναμη (kN)	14.400
Λόγος	0.082

<b>Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	499.539
Διατμητική Δύναμη (kN)	28.800
Λόγος	0.058

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

**Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κορμού δοκού (6.5.5)**

Λόγος  
Η αντοχή είναι

: 0.51 < 1.00  
: **ΕΠΑΡΚΗΣ**



# INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
(Περιληπτική αναφορά)

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	
Αρχείο	Έδραση στύλου
Ημερομηνία	2013
Μηχανικός	Ζέρβα
Έργο	Εμπορικό κέντρο

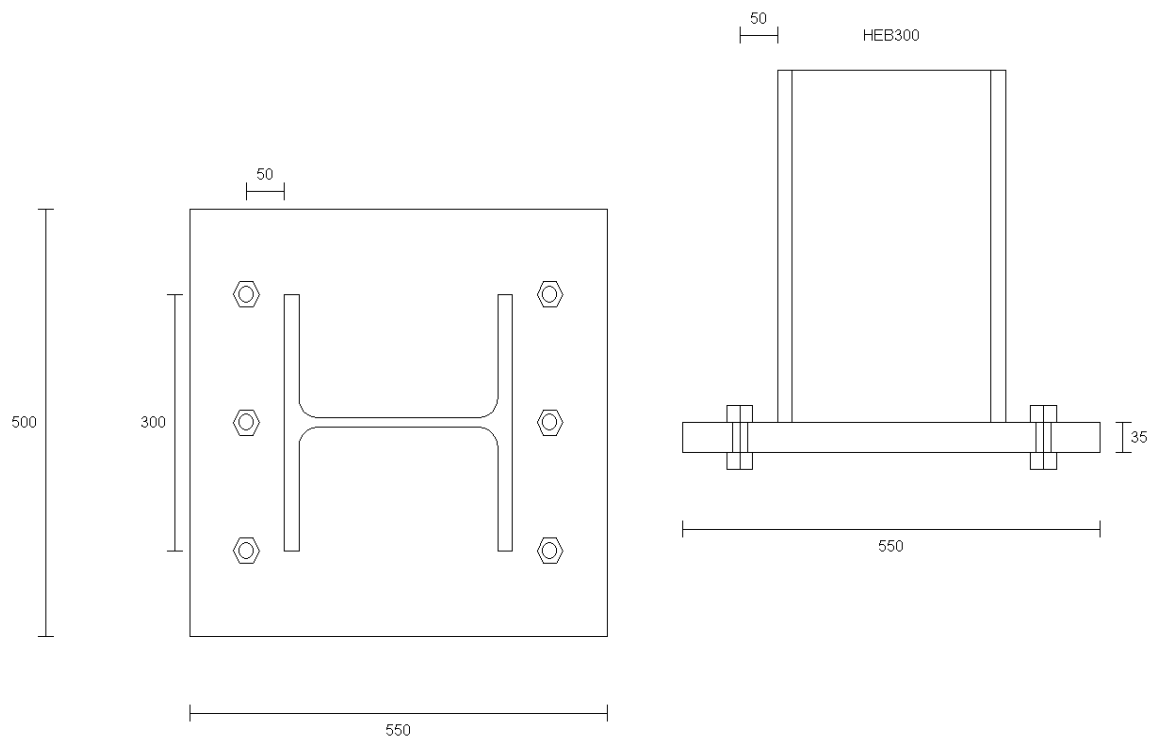
ΜΟΝΑΔΕΣ	
Μήκος	mm
Δύναμη	kN
Γωνία	deg

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	
Κανονισμός	ENV(1993-1-1)
$\gamma M_o$	1.10
$\gamma M_b$ (διάτμηση)	1.25
$\gamma M_b$ (εφελκυσμός)	1.25
$\gamma M_w$	1.25
$\gamma M_2$	1.25

ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	
1	Έδραση στύλου

ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	
1	LC906(Mymin)

## 10 Έδραση υποστυλώματος



### Περιγραφή:

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)**

### 10.1 ΔΕΔΟΜΕΝΑ

#### Δεδομένα διατομών συνδεδεμένων μελών

Γεωμετρικά & μηχανικά χαρακτηριστικά συνδεδεμένων μελών / Συνδεδεμένο μέλος	Υποστύλωμα
Διατομή	<b>HEB300</b>
Ύψος (h) (mm)	300.000
Πλάτος πέλματος ( $b_f$ ) (mm)	300.000
Πάχος πέλματος ( $t_f$ ) (mm)	19.000
Πάχος κορμού ( $t_w$ ) (mm)	11.000



Γεωμετρικά & μηχανικά χαρακτηριστικά συνδεδεμένων μελών / Συνδεδεμένο μέλος	Υποστύλωμα
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.235

### Δεδομένα πλάκας έδρασης

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Πλευρά ( $h_p$ ) (mm)	550.000
Πλευρά ( $b_p$ ) (mm)	500.000
Πάχος ( $t_p$ ) (mm)	35.000
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.235
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό ( $a_w$ ) (mm)	15.000
Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα ( $a_f$ ) (mm)	15.000

### Δεδομένα σκυροδέματος

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Ποιότητα	C20
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού (kN/mm <sup>2</sup> )	0.01333
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού (kN/mm <sup>2</sup> )	0.00110
Μέτρο Ελαστικότητας (kN/mm <sup>2</sup> )	29.000
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_c$	1.500

### Δεδομένα αγκυρίων (με άγκιστρο)

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Διάμετρος (d) (mm)	20.000
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.235
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης (mm)	30.000
Διάμετρος αγκίστρου (D) (mm)	50.000
Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l <sub>2</sub> ) (mm)	100.000
Μήκος αγκυρίου (H) (mm)	500.000

Τοπολογία αγκυρίων	
Αριθμός αγκυρίων	6
Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους (mm)	300.000
Απόσταση $a_2$ αγκυρίων από πέλμα υποστύλωματος (mm)	50.000

## Λεδομένα στοιχείου διάτμησης

Διατομή :  
Ύψος : 0.00mm

### **ΠΑΡΑΛΟΧΕΣ**

\* Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διάτμηση.

\* Γραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).

\* Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκόμενα 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 εφελκόμενων αγκυρίων είναι (ανά αγκύριο) ίσο με  $\pi \cdot a_2$ .

\* Ο συντελεστής συγκέντρωσης τάσης για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5

\* Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πελμάτων υποστυλώματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκείμενης 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 είναι διπλές και του ιδίου πάχους για τα δύο πέλματα.

- 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.

## 10.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [LC906(Mymin)]

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

	Αξονική ( $N_{sd}$ ) (kN)	Τέμνουσα ( $V_{sd}$ ) (kN)	Ροπή ( $M_{sd}$ ) (kN.mm)
Υποσύλωμα ΗΕΒ00	174.00	4.92	46130.00

### ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

Απόσταση ουδ. άξονα από θλιβόμενο άκρο πλάκας  $y_0$  : 222.91mm  
Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων : 3

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής  $p_m$  : 0.00362kN/mm<sup>2</sup>  
Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση : 0.01700kN/mm<sup>2</sup>  
Λόγος  $p_m/\sigma_{bc}$  : 0.21  
Η αντοχή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά αγκύριο  $N_j$  : 8.39kN  
Αντοχή διατομής αγκυρίου  $N_{Rd}$  : 44.30kN  
Λόγος  $N_j/N_{Rd}$  : 0.19  
Η διατομή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

Ικανότητα συνάφειας με σκυρόδεμα  $N_{Rd}$  : 51.15kN  
Λόγος  $N_j/N_{Rd}$  : 0.16  
Η αντοχή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

Μήκος ενεργού ζώνης εφελκυσμού πέλματος $l_{eff}$	: 79.00mm
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη πέλματος	: 8.39kN
Αντοχή	: 352.73kN
Λόγος	: 0.02
Η αντοχή είναι	: <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ**

Δυσμενέστερη περιοχή :  
πρός την πλευρά θλιβόμενων αγκυρίων

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$ minimum)	: 25.00mm
Το πάχος είναι	<b>ΕΠΑΡΚΕΣ</b> ( $t_p \geq t_p$ minimum)

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ**

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$ minimum)	: 25.00mm
Το πάχος είναι	<b>ΕΠΑΡΚΕΣ</b> ( $t_p \geq t_p$ minimum)

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας	: 3.00mm
Η συγκόλληση είναι	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας	: 3.00mm
Η συγκόλληση είναι	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

Ορθή τάση	: 0.03076kN/mm <sup>2</sup>
Διατμητική τάση	: 0.00711kN/mm <sup>2</sup>
Αντοχή	: 0.23500kN/mm <sup>2</sup>
Λόγος	: 0.13
Η αντοχή είναι	: <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ**

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης ( $F_c$ )  
**Δεν απαιτείται** στοιχείο διάτμησης

: 201.97kN  
(ισχύει  $V < 0.3 * F_c$ )

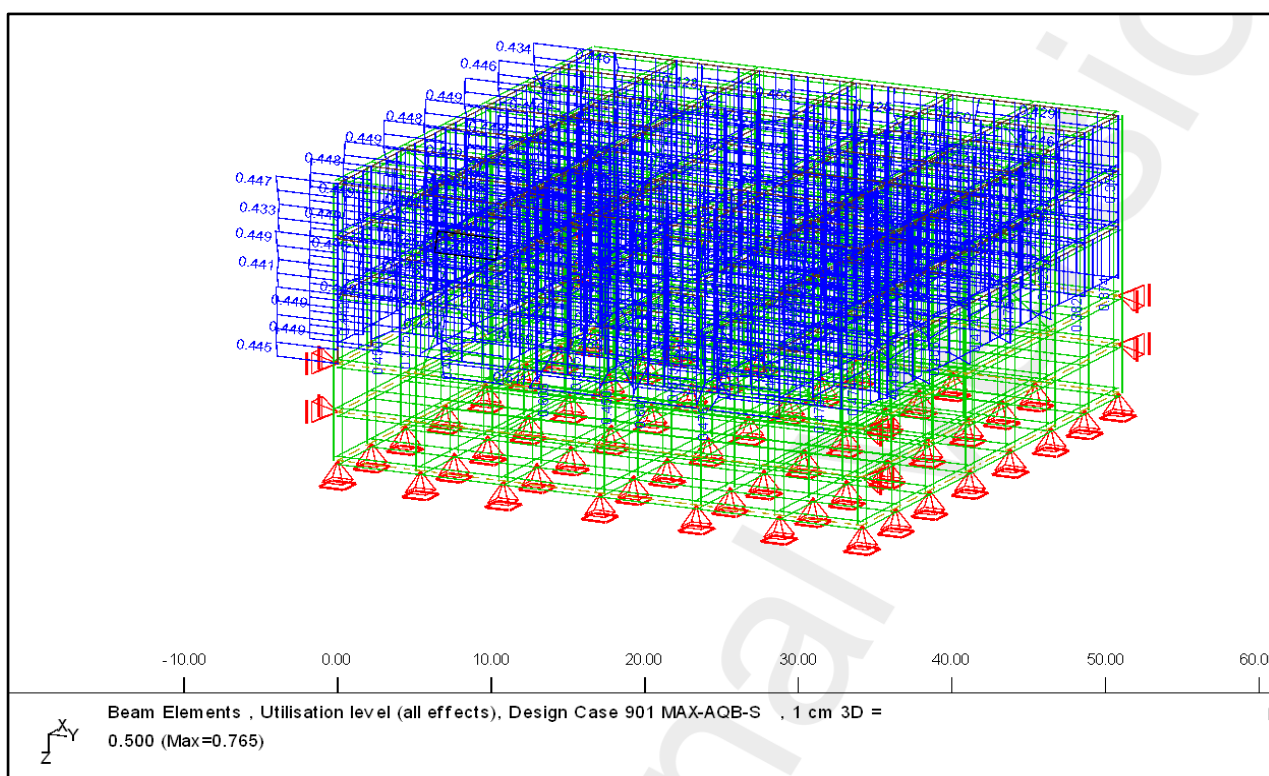


## 11 Σύνοψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η στατική και η δυναμική ανάλυση μιας σύμμικτης κατασκευής που προορίζεται για εμπορικό κέντρο.

Για την ανάλυση της κατασκευής αρχικά ορίσαμε το μοντέλο του φορέα που αποτελείται από δύο υπόγεια από οπλισμένο σκυρόδεμα και τρεις ορόφους στην ανωδομή με μεταλλικό σκελετό και συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου X.

Στη συνέχεια φορτίσαμε τον φορέα μας με μόνιμα , κινητά φορτία και φορτία σεισμού και ορίσαμε και τον συνδυασμό φορτίσεων στον οποίο μπορεί να υποβληθεί ο φορέας σύμφωνα με τους Κανονισμούς. Σύμφωνα με την ανάλυση του προγράμματος η κρίσιμη φόρτιση για την περίπτωση της κατασκευής μας είναι αυτή του σεισμού  $1 \cdot G + 0.3 \cdot P \pm E_x \pm E_y$ .



Όπου η φόρτιση 901 έχει προκύψει με εφαρμογή της δυναμικής ανάλυσης (υπορουτίνα Dyna) για σεισμό κατά y.

Για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης εφαρμόστηκε η δυναμική φασματική μέθοδος και για τον υπολογισμό των ιδιομορφών η μέθοδος SRSS. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώνων ιδιομορφικών μαζών φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος.

Για την παρούσα μελέτη στο πρόγραμμα δόθηκε η εντολή να κάνει έλεγχο για 30 ιδιομορφές αλλά χρειάστηκαν μόνο 11 για την χ διεύθυνση και τέσσερις για την y.

Στην συνέχεια έγινε έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας στα μεταλλικά στοιχεία της διατομής και τέλος στις συνδέσεις τους.

## 12 Βιβλιογραφία.

1. Ερμόπουλος Ι., «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής », Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2η έκδοση.
2. Ερμόπουλος Ι., «Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών», Εκδόσεις Ε.Μ.Π, Αθήνα 2000
3. Βάγιας Ι.,Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις κλειδάριθμος, 2005
4. Βάγιας Ι.,Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003
5. Βάγιας Ι.,Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι », Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
6. Καρύδη Π. Γ., « Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας », Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
7. Κατσιαδέλης Ι.Θ. «Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος ΙΙ», Αθήνα 2011
8. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι, «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001
9. Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1:1:Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
10. Εγχειρίδιο προγράμματος Instant
11. Εγχειρίδιο προγράμματος Sofistik
12. [http://www.sofistik.com/fileadmin/FILES/support/Movies/3d\\_multistorey\\_building\\_ec2/Filmdat/en/3d\\_multistorey.html](http://www.sofistik.com/fileadmin/FILES/support/Movies/3d_multistorey_building_ec2/Filmdat/en/3d_multistorey.html)
13. <http://eurocodes.org.ua/index.php?id=eurocode3>
14. [http://users.ntua.gr/gpapazaf/pdf\\_files/STYASS/%CE%A3%CE%9A121116.pdf](http://users.ntua.gr/gpapazaf/pdf_files/STYASS/%CE%A3%CE%9A121116.pdf)
15. <http://www.sofistik.com/en/infoportal/>
16. <http://www.ypeka.gr/LinkClick.aspx?fileticket=JkWbPVa5NOw%3D&tabid=380&language=el-GR>
17. [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki\\_texnologia\\_2/simeioseis/EC8.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki_texnologia_2/simeioseis/EC8.pdf)
18. <http://www.santamas.org/EC8shortnotes.pdf>