



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Αντισεισμικός σχεδιασμός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Άννα Θ. Ντάσκα

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2015

ΕΜΚΔΕ 2015/33

Ντάσκα Α. Θ. (2015).  
Αντισεισμικός σχεδιασμός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/33  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Ntaska A. T. (2015).  
Seismic design of a five-storey steel building with concentric braces  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/33  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

|  |     |
|--|-----|
| Περίληψη.....  | 3   |
| Abstract .....   | 4   |
| Ευχαριστίες.....   | 5   |
| 1.Εισαγωγή.....  | 6   |
| 1.1 Αντικείμενο της εργασίας.....  | 6   |
| 1.2 Στατικό σύστημα – Δομικά στοιχεία.....   | 7   |
| 1.3 Παρουσίαση προγράμματος .....  | 10  |
| 1.4 Υλικά .....  | 11  |
| 2 Φορτία – Συνδυασμοί φορτίσεων .....  | 12  |
| 2.1 Κατηγορίες φορτίσεων .....   | 12  |
| 2.1.1 Μόνιμα φορτία (Dead Loads) .....   | 12  |
| 2.1.2 Κινητά φορτία .....  | 12  |
| 2.1.3 Δράσεις ανέμου .....   | 14  |
| 2.1.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....  | 21  |
| 2.1.5 Φορτίο χιονιού.....  | 22  |
| 2.1.6 Σεισμικές δράσεις.....   | 22  |
| 2.1.7 Φορτία επί της κατασκευής.....   | 33  |
| 2.2 Συνδυασμοί φορτίσεων.....  | 37  |
| 2.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....   | 37  |
| 2.2.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....                                       | 39  |
| 2.2.3 Συνδυασμοί δράσεων στο κτίριο μας.....                                       | 39  |
| 3 Ανάλυση και έλεγχος μελών.....   | 41  |
| 3.1 Κατάταξη των διατομών - Βασικές αρχές.....                                     | 41  |
| 3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....   | 46  |
| 3.2.1 Αντοχή διατομών.....   | 46  |
| 3.2.2 Αντοχή Μελών .....   | 50  |
| 3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....   | 55  |
| 3.4 Έλεγχος μελών φορέα .....  | 56  |
| 3.4.1 Έλεγχος δευτερεύουσων δοκών .....  | 56  |
| 3.4.2 Έλεγχος κύριων δοκών.....  | 65  |
| 3.4.3 Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξης.....   | 75  |
| 3.4.4 Ικανοτικός σχεδιασμός.....   | 78  |
| 3.4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....  | 87  |
| 3.4.6 Αποτελέσματα δυναμικής ιδιομορφικής ανάλυσης-δρώσες ιδιομορφικές μάζες ..... | 90  |
| 4 Σύμμικτες πλάκες.....  | 91  |
| 4.1 Γενικά στοιχεία.....   | 91  |
| 4.2 Φάση κατασκευής-χαλυβδόφυλλο.....  | 100 |
| 4.3 Φάση λειτουργίας-σύμμικτες πλάκες .....  | 104 |
| 5 Συνδέσεις .....  | 113 |
| 5.1 Σύνδεση υποστυλώματος με κύρια δοκό.....                                       | 114 |
| 5.2 Έδραση υποστυλωμάτων.....  | 117 |
| 5.3 Σύνδεση διαγώνιου με υποστύλωμα και δευτερεύουσα δοκό .....                    | 120 |
| 6 Συμπεράσματα.....  | 124 |

|                      |     |
|----------------------|-----|
| 7 Βιβλιογραφία ..... | 126 |
|----------------------|-----|

## **Αντισεισμικός σχεδιασμός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας**

Ντάσκα Α. Θ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### **Περίληψη**

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός και η μελέτη ενός πενταόροφου κτιρίου γραφείων μέσω του προγράμματος Robot structural Analysis. Το κτίριο μας είναι μεταλλικό με σύμμικτες πλάκες και σύμμικτες δοκούς και έχει χιαστί συνδέσμους και κατά τις 2 κύριες διευθύνσεις. Αναλυτικά παρουσιάζονται οι θεωρίες, οι κανονισμοί, οι μεθοδολογίες που ακολουθήθηκαν για την επίλυση του κτιρίου καθώς και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση του. Πιο συγκεκριμένα :

Στο *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1* γίνεται η παρουσίαση του κτιρίου, του προγράμματος, των κανονισμών και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν με ιδιαίτερη αναφορά στα πλεονεκτήματα του χάλυβα ως δομικό υλικό.

Στο *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2* παρουσιάζονται τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων με τους οποίους έγινε η επίλυση.

Στο *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3* παρουσιάζονται η ανάλυση και οι έλεγχοι της κατασκευής μας, τόσο για στατικά φορτία, όσο και για σεισμικά φορτία (μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος), οι οποίοι πραγματοποιήθηκαν μέσω του προγράμματος *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS* της *Autodesk* (με εξαίρεση τις δοκούς μας που ελέγχθηκαν στο χέρι). Μάλιστα για τα σεισμικά φορτία πραγματοποιήθηκαν και ικανοτικοί έλεγχοι, οι οποίοι επίσης παρουσιάζονται σ' αυτό το κεφάλαιο.

Στο *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4* πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος της σύμμικτη πλάκας μέσω του προγράμματος *SYMDECK DESIGNER* της εταιρείας *ΕΛΑΣΤΡΟΝ*.

Στο *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5* παρουσιάζονται οι συνδέσεις της κατασκευής, καθώς και οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν για την ανάλυση και τον έλεγχο αυτών.

Τέλος στο *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6* αναφέρονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2015/33

## **Seismic design of a five-storey steel building with concentric braces**

NTASKA A. T. (supervised by Thanopoulos P.)

### **Abstract**

The subject of this thesis is the seismic design and study of a five-storey office building via the program *Robot structural Analysis*. Our building is made of steel with composite slabs and composite beams and has cross links at the two main directions. Theories, regulations and methodologies followed to resolve the building as well as the results obtained from the analysis are presenting in detail. More specifically:

*Chapter 1* gives a presentation of the building, the program, the regulations and the materials used with particular reference to the advantages of steel as a construction material.

*Chapter 2* presents the loads strain construction and the load combinations with which they were resolved.

*Chapter 3* presents the analysis and verification of our manufacturing, both for static loads and for seismic loads (through modal response spectrum analysis), which took place through the program *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS* of *Autodesk* (except our rafters checked Hand). Indeed for seismic loads incurred and ikanotikoi controls, which are also presented in this chapter.

In *Chapter 4* is carried dimensioning and control of the composite plate through the program *SYMDECK DESIGNER* of *ELASTRON* company.

*Chapter 5* presents the connections of the construction and the checks carried out to analyze and control them.

Finally, *Chapter 6* lists the conclusions drawn.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ.Παύλο Θανόπουλο για την καθοδήγηση, την επίβλεψη και τη συμβολή του στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

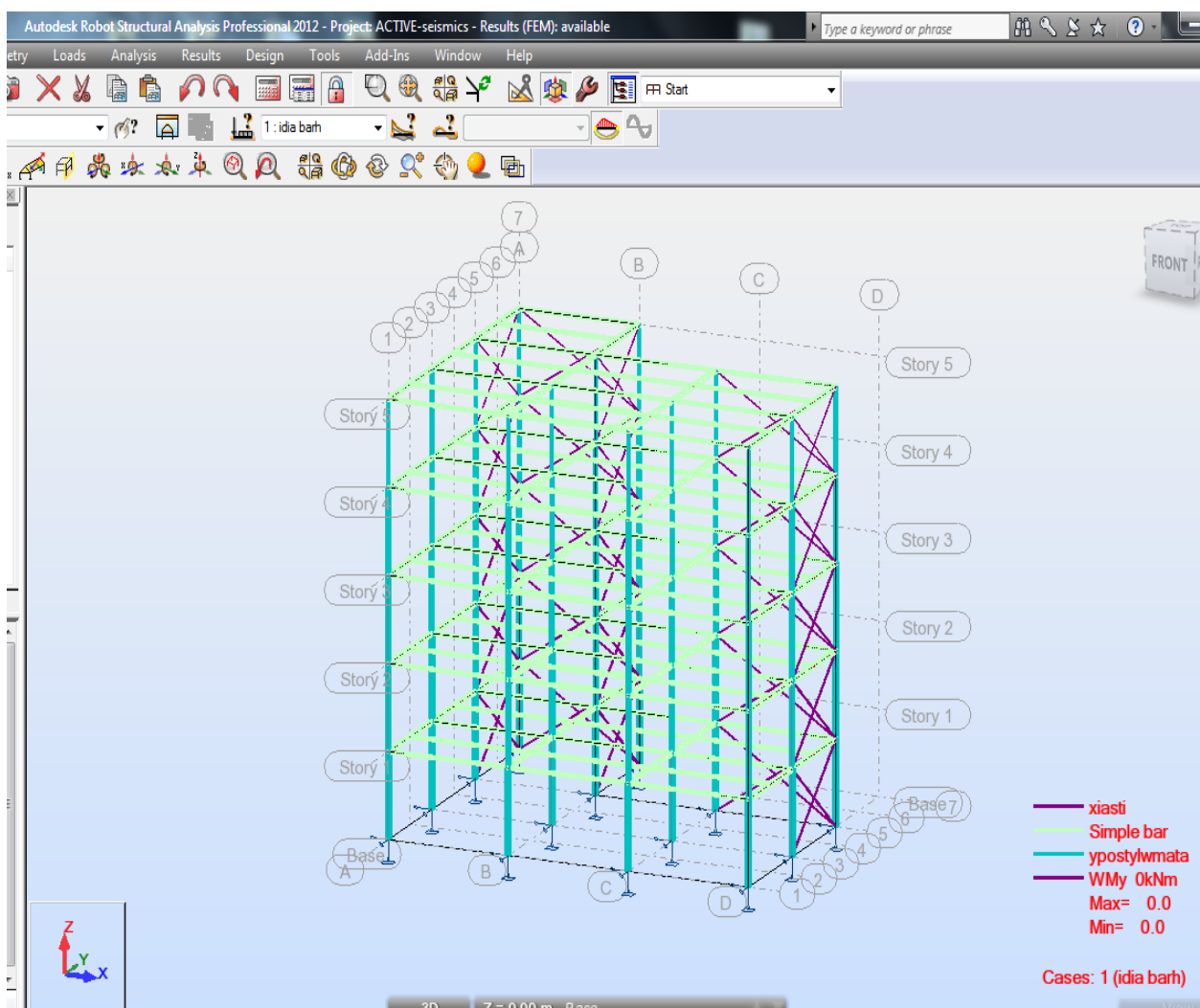
Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στην οικογένειά μου για την υποστήριξη που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.

# 1.Εισαγωγή

## 1.1 Αντικείμενο της εργασίας

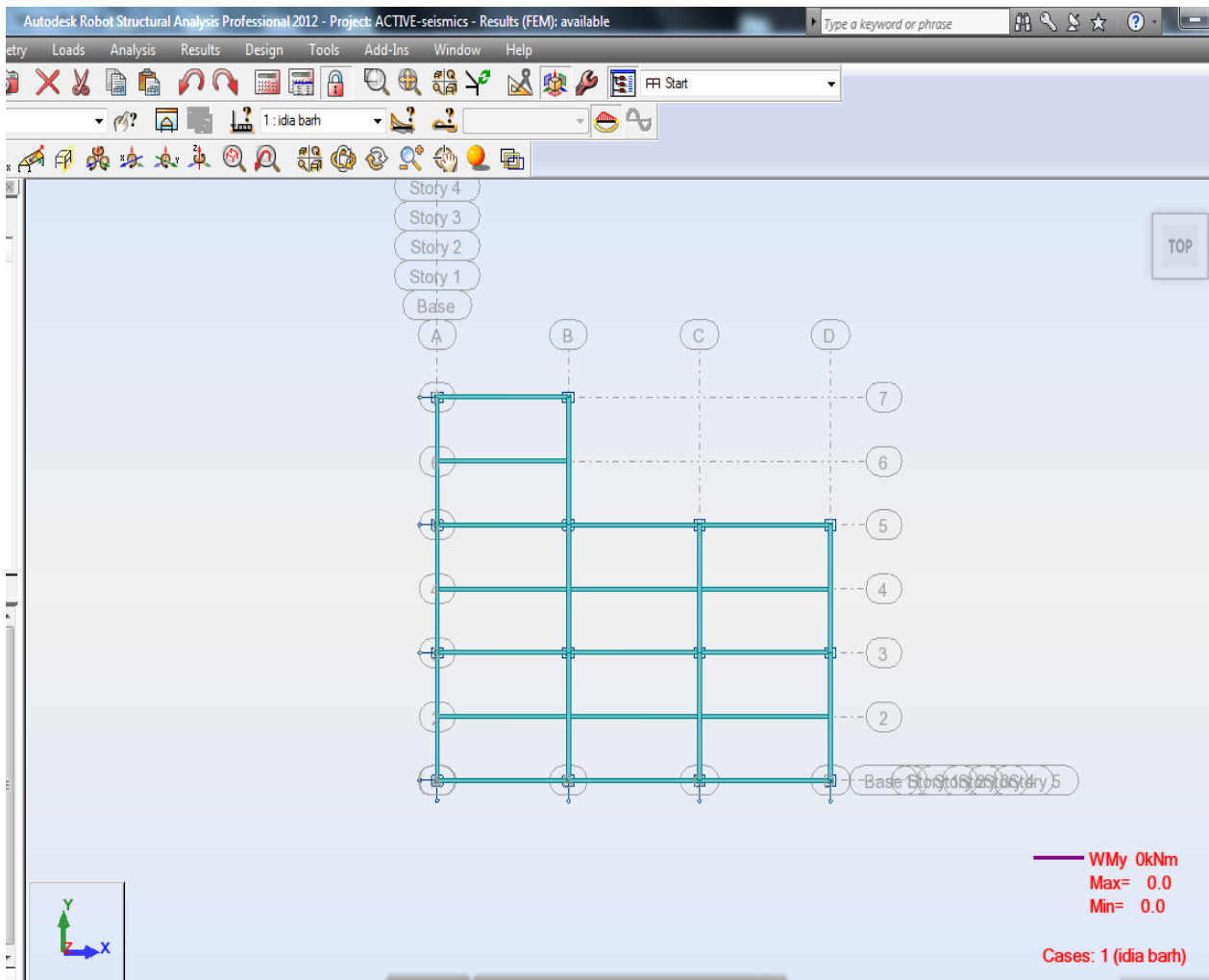
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός πεντάοροφου μεταλλικού κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, το οποίο θα βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής. Το κτίριο μας αποτελείται από συμμεκτες πλάκες πάχους 15 εκατοστών, συμμεκτες κύριες δοκούς ανά 6m οι οποίες στα άκρα τους εδράζονται επί μεταλλικών υποστυλωμάτων, από συμμεκτες δευτερεύουσες δοκούς ανά 2,50m που εδράζονται αμφιαρθρωτά επί των κυρίων δοκών και βρίσκονται σε ισοσταθμία με αυτές κι από κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους. Για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας τοποθετήθηκαν διαφράγματα (rigid links) σε όλους τους ορόφους στο ύψος της πλάκας του εκάστοτε ορόφου.

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ίδια για όλους τους ορόφους και αποτελείται από 2 ορθογώνια διαστάσεων 15m \* 6m και 10m \* 12m αντίστοιχα, ενώ το μεικτό ύψος κάθε ορόφου είναι 3,50m (συνολικό ύψος κτιρίου 17,50m) όπως φαίνεται και στα παρακάτω σχήματα :



Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του μοντέλου του κτιρίου





Σχήμα 1.2: Κάτοψη μοντέλου του κτιρίου

## 1.2 Στατικό σύστημα – Δομικά στοιχεία

Οι συνδέσεις κύριων δοκών-υποστυλωμάτων και κυρίων δοκών-δευτερευουσών δοκών είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας(αρθρώσεις),το ίδιο και οι συνδέσεις υποστυλωμάτων-συνδέσμων δυσκαμψίας. Όσο αφορά στις στηρίξεις του κτιρίου επί του εδάφους θεωρήσαμε ότι οι βάσεις των υποστυλωμάτων είναι αρθρωμένες στο έδαφος. Οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα κύρια γραμμικά στοιχεία του κτιρίου (υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, χιαστί σύνδεσμοι) είναι :

- κοίλης τετραγωνικής μορφής (SHSH) για τους χιαστί ( truss elements)
- διατομής διπλού ταυ (HEA) για τις δευτερεύουσες και τις κύριες δοκούς (αμφιαρθρωτές)
- διατομής διπλού ταυ (HEB) για τα υποστυλώματα (συνεχή καθ' ύψος)

Το στατικό σύστημα του υπό μελέτη κτιρίου αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία:

- *Σύμμικτη πλάκα* (θα αναλυθεί στο *Κεφάλαιο 4*)

Οι πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) στις δοκούς αλλά και τα οριζόντια (σεισμικά φορτία, εντάσεις από θερμοκρασιακές μεταβολές, κλπ.) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Στα μεταλλικά κτήρια χρησιμοποιούνται συνήθως οι σύμμικτες πλάκες, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυποι και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ μπορούν να στηριχτούν στις δοκούς είτε αμφιέριστα, είτε ως συνεχή, ανάλογα με τις σχεδιαστικές απαιτήσεις (εδώ επιλέξαμε συνεχή). Στη φάση λειτουργίας, συνεργάζονται με το σκληρυμένο σκυρόδεμα και λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Η συνεργασία σκυροδέματος – χαλυβδόφυλλων επιτυγχάνεται με ενισχυτικές αυλακώσεις και διατμητικούς ήλους. Στο υπό μελέτη κτίριο, η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από χαλυβδόφυλλα, έγχυτο σκυρόδεμα και οπλισμό.

- *Υποστυλώματα*

Τα υποστυλώματα είναι συνήθως μορφής I και συγκεκριμένα προτιμώνται οι πλατύπελμες διατομές, H, από τις υψίκορμες, IPE. Βέβαια ανάλογα με το μοντέλο λειτουργίας που θέλουμε (π.χ. πλαισιακή λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις, όπου θέλουμε αυξημένη δυσκαμψία και περί τον ασθενή άξονα) μπορούμε να επιλέξουμε σταυροειδείς διατομές ή κοίλες διατομές (σωληνωτές, τετραγωνικές ή ορθογωνικές). Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε αυξημένη αντοχή σε πυρκαγιά, σε πλαστιμότητα (σεισμός) και γενικά αυξημένη δυσκαμψία, τα υποστυλώματα μπορούν είτε να εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα (κλειστές διατομές) είτε να γεμίζονται (κοίλες), δηλαδή επιλέγουμε συχνά σύμμικτα υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα υπόκεινται όχι μόνο σε εγκάρσια φορτία (κάμψη), αλλά και σε αξονική θλίψη. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στη θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής τους καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή, κατά προτίμηση με προεντεταμένους κοχλίες και με ελάσματα κορμού και πελμάτων, όπως και στις δοκούς. Μάλιστα σε φορείς χωρίς πλαισιακή λειτουργία (με κατακόρυφους συνδέσμους, όπως είναι το υπό εξέταση κτίριο), η αποκατάσταση γίνεται συνήθως μέσα στη πλάκα. Στον υπό εξέταση φορέα, τα υποστυλώματα είναι διατομής τύπου HEB και είναι συνεχή καθ' ύψος του κτιρίου (διακοπή δοκών-συνεχή υποστυλώματα), έχοντας ύψος 3,50m σε κάθε όροφο και συνολικά 17,50 m.

- *Κύριες δοκοί*

Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς ή/και τις πλάκες στα υποστυλώματα. Συνήθως μορφής I (στο συγκεκριμένο κτίριο από την κατηγορία HEA, και συγκεκριμένα HEA180) συνδέονται με τα υποστυλώματα τοποθετημένες μεταξύ αυτών, όπως στο κτίριο μας, ή σε συνέχεια (διακόπτοντας τα υποστυλώματα). Διακρίνουμε 3 τύπους συνδέσεων (των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα): απλές συνδέσεις τέμνουσας, άκαμπτες συνδέσεις ροπής και ημιάκαμπτες συνδέσεις (οι τελευταίες συναντώνται σε συστήματα δίχως πλαισιακή λειτουργία τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα μόνο φορτία). Στις απλές συνδέσεις τέμνουσας ο κορμός της δοκού μεταφέρει στο υποστυλώμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης. Αυτό επιτυγχάνεται με κοχλιωτή σύνδεση συνήθως μέσω ελασμάτων ή μετωπικών πλακών που συγκολλούνται στο υποστυλώμα (όπως στο υπό εξέταση κτίριο μας). Στις άκαμπτες συνδέσεις ροπής (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη δοκό) η σύνδεση πραγματοποιείται είτε με μετωπικές πλάκες που κοχλιώνονται στο υποστυλώμα είτε με συγκολλητά πλευρικά τμήματα δοκών στα οποία η συνέχεια αποκαθίσταται με κοχλίες.

Οι κύριες δοκοί του υπό μελέτη κτιρίου είναι διατομής I (τύπου HEA-σύμμικτες με πλάκα στη φάση λειτουργίας), στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα, και συγκεκριμένα συνδέονται με απλές συνδέσεις τέμνουσας με αυτά και έχουν άνοιγμα 5,00 m.

- *Δευτερεύουσες δοκοί*

Οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά κτήρια για την στήριξη των πλακών επί αυτών και τη μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των μεταλλικών κατασκευών, η έδραση των πλακών επί των κύριων δοκών των πλαισίων θα οδηγούσε σε αυξημένο στατικό ύψος πλακών ώστε να καλυφθούν με ασφάλεια αυτά τα ανοίγματα και άρα σε μεγαλύτερο κόστους λύσεις. Έδραση επί των κυρίων δοκών έχουμε μόνο στην περίπτωση εγκιβωτισμένων πλακών-slim floors (όπου το στατικό ύψος της πλάκας είναι ίσο με αυτό της κύριας δοκού). Σε αντίθεση με τις κύριες δοκούς που οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες προς τις κύριες δοκούς, στις δευτερεύουσες οι αυλακώσεις είναι κάθετες προς τον άξονα τους. Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν κατά περίπτωση στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες, σε χαμηλότερη στάθμη από αυτές ή και πάνω από τις κύριες. Εδώ ακολουθείται η συνηθέστερη διάταξη, που είναι η *ισοσταθμία κύριων και δευτερευουσών δοκών*. Μπορεί να είναι συμπαγούς διατομής (συνήθως μορφής Ι,στη περίπτωση μας είναι τύπου HEA και συγκεκριμένα HEA140), δικτυωτές ή κυψελωτές. Στους δύο τελευταίους τύπους διευκολύνεται η διέλευση ηλεκτρο- μηχανολογικών εγκαταστάσεων αλλά έχουμε και χαμηλότερο βάρος λόγω απομειωμένης διατομής. Συνήθως τοποθετούνται αμφιέριστα, ώστε να καταπονούνται μόνο από θετικές ροπές και να γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της σύμμικτης δράσης (το σκυρόδεμα της πλάκας βρίσκεται πάντα υπό θλίψη). Στο υπό μελέτη κτίριο έχουν χρησιμοποιηθεί δευτερεύουσες δοκοί μήκους 6,00 m , διατομής διπλού ταυ (τύπου HEA- σύμμικτες με πλάκα στη φάση λειτουργίας), τοποθετημένες ανά 2,50 m ώστε να μην έχουμε μεγάλο άνοιγμα στις πλάκες μας.

- *Σύνδεσμοι δυσκαμψίας*

Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών-δοκών-υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στη θεμελίωση. Πέραν όμως των κατακόρυφων φορτίων απαιτείται και η ασφαλής μεταφορά των οριζόντιων δράσεων, οι οποίες στα πολώροφα κτίρια οφείλονται κυρίως στον άνεμο, το σεισμό, και στις κατασκευαστικές ατέλειες. Στα κτίρια από σκυρόδεμα, η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με πλαισιακή λειτουργία λόγω της μονολιθικής σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων και σε τυχόν πρόσθετα τοιχώματα. Στα μεταλλικά όμως κτίρια οι συνδέσεις δοκών –υποστυλωμάτων δεν είναι απαραίτητα συνδέσεις ροπής, λόγω αυξημένου κόστους διαμόρφωσης. Πιο συχνά διαμορφώνονται οι απλούστερες και οικονομικότερες συνδέσεις τέμνουσας, οπότε η πλευρική ευστάθεια του φορέα πρέπει να εξασφαλίζεται με κατάλληλη διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων ή/και τοιχωμάτων. Η ιδανική διάταξη είναι η συμμετρική κατά μήκος της περιμέτρου, ώστε να εξασφαλίζεται η πλευρική ευστάθεια και στις 2 κύριες διευθύνσεις και όσο το δυνατόν μεγαλύτερη δυστρεψία του κτιρίου. Βέβαια συνήθως ακολουθείται μη συμμετρική διάταξη (λόγω παραθύρων, άλλων ανοιγμάτων, ύπαρξης κλιμακοστασίου), η οποία όμως μπορεί να ελεγχθεί για την καταλληλότητα της μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης του κτιρίου.

Ένα κτίριο κατάλληλα μορφωμένο από άποψη εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας ,έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά :

- Κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές
- Συγκέντρωση μεγάλου ποσοστού της ιδιομορφικής μάζας στις πρώτες ιδιομορφές(ο φορέας ταλαντώνεται ως σύνολο)

Αντιθέτως, προβληματικά από άποψη μόρφωσης είναι κτίρια όπου η ιδιομορφική ανάλυση δείχνει τα παρακάτω χαρακτηριστικά :

- Κατώτερες ιδιομορφές στρεπτικές
- Μεγάλες παραμορφώσεις διαφραγμάτων σε κάτοψη(πολύ εύκαμπτα διαφράγματα)
- Τμήματα του κτιρίου με πολύ διαφορετικές παραμορφώσεις
- Κατώτερες ιδιομορφές με μικρή ιδιομορφική μάζα (μεμονωμένα στοιχεία του φορέα, όπως υποστυλώματα που ταλαντώνονται ανεξάρτητα ως προς τα υπόλοιπα)

Στο κτίριο μας τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι (τύπου κοίλης τετραγωνικής διατομής – SHSH) στο κέλυφος του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων του κτιρίου με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν την ένταση μέσω αξονικών δυνάμεων των μελών τους. Ανάλογα με τη φορά της σεισμικής δράσης υπόκεινται σε θλίψη ή εφελκυσμό, και θεωρείται σε κάθε περίπτωση ενεργή μόνο η εφελκυστική διαγώνιος. Για κτίρια σε σεισμικές περιοχές ο αντισεισμικός κανονισμός προβλέπει τα ακόλουθα σε ότι αφορά τους χιαστί συνδέσμους :

A).τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας είναι οι ράβδοι δικτύωσης

B).οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις συμπεριφέρονται οιονεί ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

### 1.3 Παρουσίαση προγράμματος

Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS και βασίστηκε στους εξής κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις Σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Στο πρόγραμμα τοποθετήθηκαν μόνο τα μεταλλικά τμήματα των σύμμικτων δοκών(δηλαδή χωρίς τις πλάκες) , ωστόσο προσομοιώθηκε η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας μέσω της επιλογής rigid links του προγράμματος, και το βάρος της εισήχθη στα φορτία του προγράμματος. Στο πρόγραμμα έγινε η ανάλυση του φορέα και με βάση τα αποτελέσματα της διαστασιολογήθηκαν όλα τα μέλη του φορέα , εκτός των δοκών που επειδή είναι σύμμικτες διαστασιολογήθηκαν στο χέρι. Η διαστασιολόγηση των δοκών έγινε για τους στατικούς συνδυασμούς, αφού το κτίριο δεν είναι πλαισιωτό, οπότε οι δοκοί μας παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Η διαστασιολόγηση των υπόλοιπων μελών προέκυψε από την ανάλυση που έγινε στο πρόγραμμα τόσο για τους στατικούς συνδυασμούς, όσο και για τους σεισμικούς. Με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τους χιαστί συνδέσμους(συντελεστές εκμετάλλευσης των διατομών), έγινε ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων-και συγκεκριμένα φτιάξαμε ικανοτικούς συνδυασμούς φορτίσεων, οπότε ελέγξαμε τα υποστυλώματα για τους συνδυασμούς αυτούς(για τους στατικούς έχουν ήδη ελεγχθεί,πριν ακόμα κάνουμε ικανοτικούς ελέγχους, καθώς οι διατομές κάποιων υποστυλωμάτων-και κυρίως των ενδιάμεσων εσωτερικών που δεν συνδέονται με χιαστί συνδέσμους και δεν καταπονούνται ιδιαίτερα λόγω του σεισμού -προέκυψαν από στατικούς συνδυασμούς)και αυξήσαμε διατομές στα υποστυλώματα που δεν επαρκούσαν. Έχοντας ,λοιπόν, τοποθετήσει στο πρόγραμμα τις τελικές διατομές πραγματοποιήσαμε τον έλεγχο περιορισμού βλαβών και τον έλεγχο επιρροών 2ας τάξης - ο οποίος πραγματοποιήθηκε και νωρίτερα προκειμένου να εισάγουμε τις επιρροές 2ας τάξης στους ικανοτικούς συνδυασμούς. Επίσης το πρόγραμμα προσφέρει τη δυνατότητα του σχεδιασμού συνδέσεων μεταξύ των μελών του κτιρίου, οπότε με τη βοήθεια του έγιναν ενδεικτικά κάποιες συνδέσεις. Η σύνδεση της διαγώνιου ωστόσο έγινε στο χέρι προκειμένου να έχουμε καλύτερη εποπτεία των ελέγχων, αφού διαστασιολογήθηκε ώστε να ικανοποιούνται διάφορα κριτήρια πλαστιμότητας και ελέγχθηκε με ικανοτικά μεγέθη, όπως ορίζει ο EC8.

## 1.4 Υλικά

### Δομικός Χάλυβας S275

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός του κτιρίου μας. Ο χάλυβας με το πέρασμα των χρόνων χρησιμοποιείται όλο και περισσότερο ως δομικό υλικό καθώς έχει πολλά πλεονεκτήματα, τα σημαντικότερα εξ αυτών είναι :

- Η απαίτηση μειωμένου χρόνου κατασκευής, για να είναι δυνατή η όσο το δυνατόν συντομότερη έναρξη της απόδοσης του επενδυόμενου, κυρίως προερχόμενου εκ δανεισμού, κεφαλαίου για την αγορά του ακινήτου και την κατασκευή του κτιρίου.
- Η απαίτηση αύξησης των ανοιγμάτων που παρέχει μεγαλύτερη ελευθερία στη διαμόρφωση των χώρων και επιτρέπει τροποποιήσεις σε μελλοντικές αλλαγές χρήσης.
- Η απαίτηση για μικρά στατικά ύψη σε σχέση με την τοποθέτηση των αγωγών εγκαταστάσεων.
- Η μείωση των τιμών των προϊόντων χάλυβα μέσω αύξησης της παραγωγικότητας, η οποία επιτεύχθηκε με τη χρήση αυτόματων μεθόδων κοπής, διάτρησης και συγκόλλησης.
- Η μείωση των τιμών της πυροπροστασίας μέσω χρήσης νέων, ελαφρύτερων υλικών προστασίας επί του ακατέργαστου χάλυβα.
- Η χρήση τυποποιημένων συστημάτων για προσόψεις, διαχωριστικούς τοίχους, κλίμακες κλπ., εύκολα συνδεόμενων με το χαλύβδινο σκελετό.
- Η εξαιρετική τους αντισεισμική συμπεριφορά.

Έτσι τα χαλύβδινα οικοδομικά έργα θεωρούνται σήμερα σύγχρονες, γρήγορες και οικονομικές κατασκευές.

Συγκεκριμένα για το κτίριο μας (σύμμικτες δοκοί-υποστυλώματα- κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) χρησιμοποιήθηκαν :

*Χάλυβας S275.* Οι τιμές σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=210.000 \text{ MPa}$  ( $2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$ )

Σταθερά Poisson:  $\nu=0,3$

Ειδικό βάρος:  $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$

Όριο Διαρροής:  $f_y = 275000 \text{ kN/m}^2$

Εφελκυστική Αντοχή:  $f_u = 430000 \text{ kN/m}^2$

### *Σκυρόδεμα C25/30*

Για τη σύμμικτη πλάκα του κτιρίου καθώς και για την πλάκα έδρασης των θεμελίων έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=31.000 \text{ MPa}$  ( $31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ ) (στους υπολογισμούς βελών στις σύμμικτες δοκούς χρησιμοποιήσαμε τη μακροχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας  $E=E/2,0$ )

Σταθερά Poisson:  $\nu=0,2$

Ειδικό βάρος:  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$  (οπλισμένο σκυρόδεμα)

Αντοχή:  $f_{ck}= 25.000 \text{ kN/m}^2$

### *Χάλυβας οπλισμού B500C*

Η πλάκα αποτελείται από σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζουμε με χάλυβα ποιότητας B500C. Οι τιμές σχεδιασμού είναι:

Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής:  $f_{yk} = 500.000 \text{ kN/m}^2$

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=210.000 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή:  $\nu=0,3$

Ειδικό βάρος:  $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$

*Χάλυβας κοχλιών* χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κλάσης 8.8 για τους κοχλίες των συνδέσεων των στοιχείων της κατασκευής μας.

## 2 Φορτία – Συνδυασμοί φορτίσεων

### 2.1 Κατηγορίες φορτίσεων

#### 2.1.1 Μόνιμα φορτία (Dead Loads)

Με τον όρο *Μόνιμα ή Νεκρά φορτία* νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής) που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

#### 2.1.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία *Κινητά ή Μεταβλητά φορτία* περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανομημένες και 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.

Ο Ευρωκώδικας 1 για την *κατηγορία Β*, που αφορά την κατασκευή της συγκεκριμένης μελέτης (κτίριο με γραφεία), δίνει για τα ωφέλιμα φορτία τις παρακάτω τιμές:

$$q=2\text{kN/m}^2$$
$$q=3.5\text{kN/m}^2$$

Οι τιμές αυτές προέκυψαν μέσω του παρακάτω πίνακα του Ευρωκώδικα:

**Πίνακας 2.1 : κινητά φορτία σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1**

| <b>Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών</b> | <b><math>q_k</math><br/>[kN/m<sup>2</sup>]</b> | <b><math>Q_k</math><br/>[kN]</b> |
|---|--|----------------------------------|
| <b>Κατηγορία Α και Κατηγορία Β</b>        |  |                                  |
| - Δάπεδα                                  | <b>2,0</b>                                     | 2,0                              |
| - Σκάλες                                  | <b>3,5</b>                                     | 2,0                              |
| - Μπαλκόνια                               | 5,0  | 3,0                              |
| <b>Κατηγορία C</b>                        |  |                                  |
| - C1                                      | 3,0  | 3,0                              |
| - C2                                      | 5,0  | 4,0                              |
| - C3                                      | 5,0  | 4,0                              |
| - C4                                      | 5,0  | 4,0                              |
| - C5                                      | 7,5  | 4,5                              |
| <b>Κατηγορία D</b>                        |  |                                  |
| - D1                                      | 5,0  | 4,0                              |
| - D2                                      | 5,0  | 4,0                              |

### 2.1.3 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η *ταχύτητα ανέμου*, η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως: η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται μια διεύθυνση ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα  $x'x$  → *κάθετα στη πρόσοψη του κτιρίου*

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Η ταχύτητα ανέμου και η αντιστοιχούσα πίεση αποτελούνται από ένα μέσο και ένα κυμαινόμενο τμήμα. Το κυμαινόμενο μέρος του ανέμου αντιπροσωπεύεται από την πυκνότητα στροβιλισμού

Η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m$  πρέπει να προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$ , η οποία εξαρτάται από το κλίμα, και από τη μεταβολή του ανέμου με το ύψος η οποία προσδιορίζεται από την τραχύτητα και το ανάγλυφο του εδάφους. Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να παρέχει Εθνικές κλιματολογικές πληροφορίες από τις οποίες η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m$ , η πίεση  $q_p$  της ταχύτητας αιχμής και πρόσθετες τιμές μπορούν να λαμβάνονται άμεσα για τις υπό θεώρηση κατηγορίες εδάφους.

#### Βασική ταχύτητα ανέμου

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου,  $v_{b,0}$ , είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα, (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα) έχει ταχύτητες,  $v_{b,0}$ :

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

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0}=27$  m/s και κατηγορία εδάφους IV. Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει  $z_0=1$  m και  $z_{min}=10$  m από τον παρακάτω πίνακα :

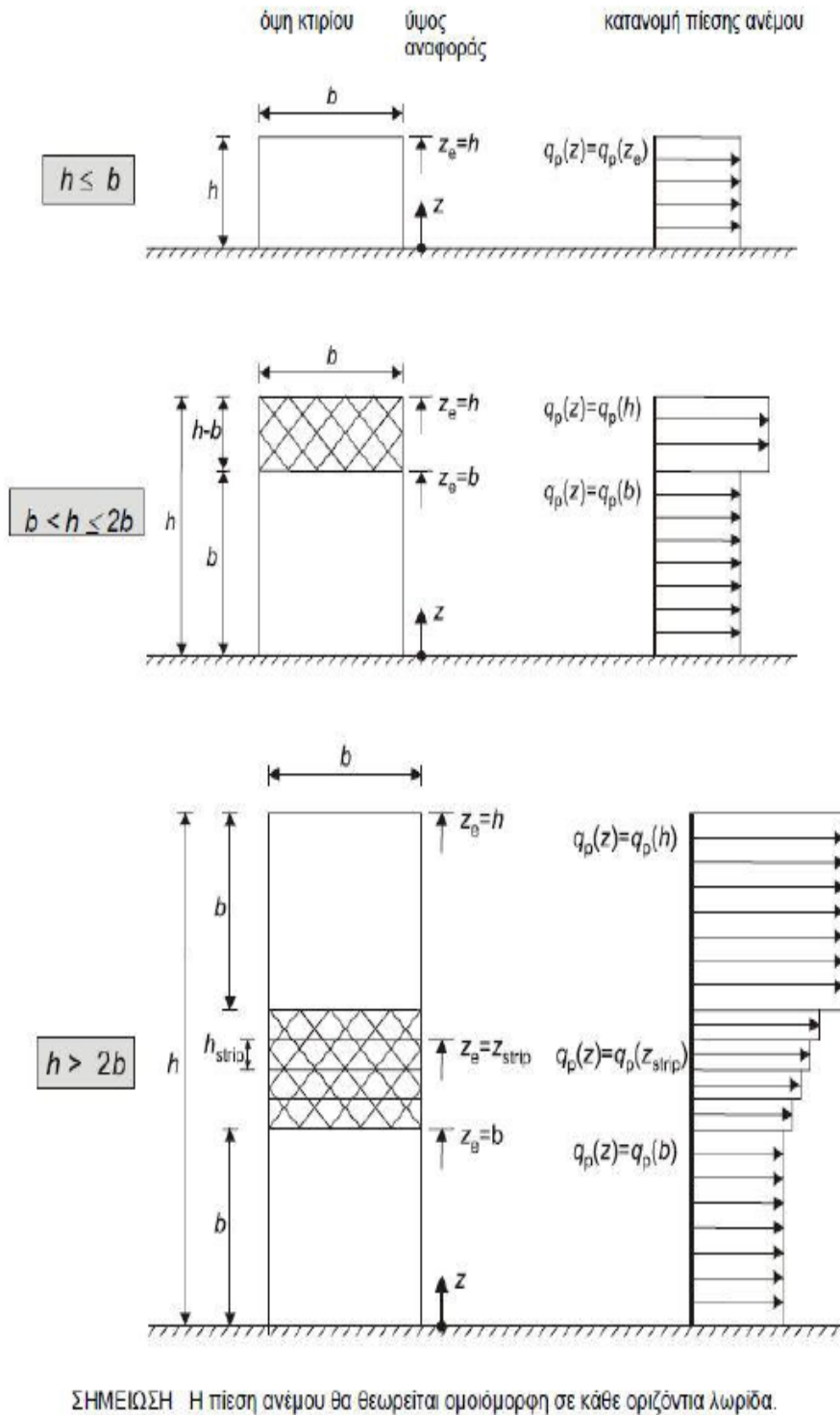


**Πίνακας 2.2 :  $z_0$  και  $z_{min}$  για κάθε κατηγορία εδάφους**

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

Ύψος αναφοράς  $z_e$

Στη περίπτωση μας το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου. ( $z_e=h=17,50$  m), αφού  $h \leq b$ . Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους  $h$  και πλάτους  $b$  του κτιρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα :



**Σχήμα 2.1 :** ύψος αναφοράς  $z_e$  , που εξαρτάται από το  $h$  και το  $b$ , και αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

Πίεση ταχύτητας Αιχμής

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

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

$C_e(z)$ : είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση  $\rightarrow ce(z) = qp(z)/qb$

$qb$ : είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση  $\rightarrow qb = 1/2 * \rho * v_b^2$ , όπου

$v_b$ : είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με την σχέση  $\rightarrow$

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

Στη σχέση αυτή είναι:

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

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

$v_{b,0}$ : είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία στην μελέτη μας λήφθηκε 27m/s (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα). Έτσι τελικά προκύπτει η  $v_b = 27$  m/s

- $\rho$ : είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho=1,25$  kg/m<sup>3</sup>)
- $I_v(z)$ : είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$  που υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = k_i / (c_o(z) * I_n(z/z_0)) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

όπου

$k_i$ : είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

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

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

όπου

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

$c_r(z)$ : είναι ο συντελεστής τραχύτητας,

- 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. Για ύψος  $z$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) \text{ , για } z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r * \ln(z_{min}/z_0) \text{ , για } z \leq z_{min}$$

όπου

$$k_r = 0,19(z_0 / z_{0,II})^{0,07} = 0,23433 \text{ (συντελεστής εδάφους)}$$

$z_0$ : είναι το μήκος της τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους (1,00m)

$z_{0,II}$ : 0,05m (Κατηγορία εδάφους II – περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων)

$z_{min}$ : είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός (για κατηγορία εδάφους IV είναι 10m)

$z_{max}$ : λαμβάνεται ίσο με 200 m

Στην περίπτωση μας έχουμε:

- Για διεύθυνση ανέμου κάθετα στη πρόσοψη του κτιρίου έχουμε ύψος  $h=17,50$ m και πλάτος  $b=18,00$  m  $\rightarrow h < b \rightarrow$  το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h$

Ισχύει ότι:  $10\text{m} = z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200\text{m}$

$$z = h \rightarrow c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) = 0,23433 * \ln(17,50/1,00) = 0,6707$$

- Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης  $c_o(z)$  (ή ανάγλυφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά τη διεύθυνση του ανέμου. Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$C_o = 1 \text{ για } \Phi < 0,05$$

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

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

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

$\Phi = H/Lu$  είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρούμε  $\Phi=0$ , άρα  $C_o = 1$  (θεωρώ επίπεδο έδαφος)

➤ Άρα, η μέση ταχύτητα ανέμου είναι:

$$vm(z) = cr(z) * co(z) * vb = 0,6707 * 1 * 27 = 18,1089\text{m/s,}$$

Η ένταση στροβιλισμού για  $z_{min} \leq z \leq z_{max}$  είναι:

$$Iv(z) = ki/(co(z)*In(z/zo)) = 1 / (1 * In(17,50/1,00)) = 0,3494$$

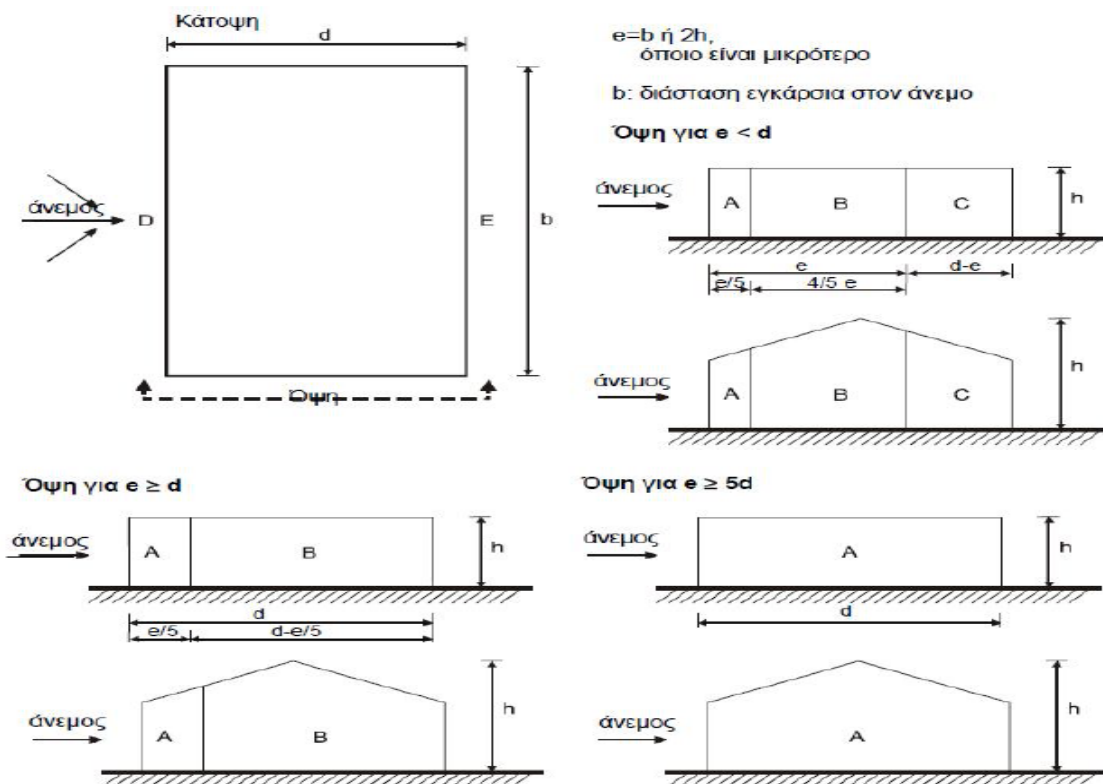
και η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

$$qp(z) = [1 + 7 * Iv(z)] * 1/2 * \rho * vm^2(z) = [1 + 7 * 0,3494] * 1/2 * 1,25 * 10^{-3} * 18,1089^2$$

$$qp(z) = 0,706 \text{ kN/m}^2 \text{ (σταθερή καθ' ύψος)}$$

### Αεροδυναμικοί συντελεστές τριβής

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές τριβής, εκφράζουν τις επιδράσεις της τριβής του ανέμου στις παράλληλες προς τη διεύθυνση του ανέμου, πλευρές. Όπως προκύπτει παρακάτω οι πλευρές αυτές χωρίζονται σε 2 ζώνες A και B, για καθεμιά εκ των οποίων με γραμμική παρεμβολή θα υπολογίζα τους συντελεστές  $C_f$  και θα τους πολλαπλασιάζα με την  $q_p$  που έχω ήδη υπολογίσει για να βρω την πίεση του ανέμου  $\sigma$  αυτές. Ωστόσο, αφού έτσι κ αλλιώς αλληλοαναιρούνται αυτές οι πιέσεις, και εφόσον η εργασία μας εστιάζει στο σεισμό δεν θα μπούμε στη διαδικασία υπολογισμού τους.



Σχήμα 2.2 : υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

### Αεροδυναμικοί Συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$ , εσωτερικής πίεσης  $c_p$  και συντελεστής δύναμης  $c_f$ ) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Επιπλέον οι συντελεστές

εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τοπικοί συντελεστές  $c_{pe,1}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από  $10 \text{ m}^2$  π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές  $c_{pe,10}$  αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των  $10 \text{ m}^2$ .

Εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$ : έχω ύψος  $17,50\text{m}$  και πλάτος  $b=18,00\text{m}$  και συγκεκριμένα έχω :

Τομή 1-1'  $\rightarrow A_1=6,00\text{m} * 17,50 \text{ m} = 105 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Τομή 2-2'  $\rightarrow A_2=12,00\text{m} * 17,50 \text{ m} = 210 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Το εμβαδόν και στις 2 τομές είναι μεγαλύτερο των  $10 \text{ m}^2$ , επομένως  $c_{pe} = c_{pe,10}$

Στους Πίνακες του Ευρωκώδικα 1 οι τιμές των συντελεστών  $c_{pe}$ , που αναφέρονται μόνο σε κτίρια, αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  και  $180^\circ$ , έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά  $45^\circ$  ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτιρίου.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, για το υπό μελέτη κτίριο, δίνονται από τον Πίνακα 2.3, για κατακόρυφους τοίχους, ανάλογα με το λόγο  $h/d$ . Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

**Πίνακας 2.3 : Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης**

| 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        |            |

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη:

Η στέγη της κατασκευής έχει θεωρηθεί οριζόντια (μηδενική κλίση). Το ύψος του κτιρίου ( $h = 17,50 \text{ m}$ ) είναι μικρότερο από το πλάτος της πρόσοψης (στην οποία 'χτυπάει' ο άνεμος) με αποτέλεσμα η ανεμοπίεση καθ' ύψος να είναι ομοιόμορφη ορθογωνική. Θεωρώ ότι έχω άνεμο μόνο στη διεύθυνση παράλληλα στη πρόσοψη του κτιρίου, λόγω ύπαρξης άλλων κτιρίων δεξιά και αριστερά από το υπό εξέταση κτίριο. Αναλυτικά έχω :

Για διεύθυνση ανέμου κάθετα στη πρόσοψη του κτιρίου έχουμε ύψος  $17,50\text{m}$  και πλάτος  $b=18,00\text{m} \rightarrow h < b \rightarrow$  το κτίριο λαμβάνεται ως ένα τμήμα με  $z_e=h$ . (και  $c_{pe}=c_{pe,10}$ )

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{18,00, 2 * 17,50\} = \min\{18,00, 35,00\} = 18,00 \text{ m}$$

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.

Η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων ανέμου μεταξύ προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς μπορεί να λαμβάνεται υπόψη ως εξής. Για κτίρια με  $h/d \geq 5$  η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 1. Για κτίρια με  $h/d \leq 1$ , η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 0,85. Για ενδιάμεσες τιμές του  $h/d$ , θα εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή.

Έπειτα από γραμμική παρεμβολή προκύπτει :

- τομή 1-1'

$e=18.00 > d_1=15.00 \rightarrow$  χωρισμός σε 4 ζώνες A, B, D, E

$h/d_1=17,50/15,00=1,667 \rightarrow$  η τελική δύναμη κανονικά θα έπρεπε να πολλαπλασιαστεί με **0,875**(για  $h/d=5 \rightarrow * 1,00$  και για  $h/d=1 \rightarrow *0.85$  οπότε με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ότι για  $h/d=1,667 \rightarrow *0.875$ ). Παρόλα αυτά υπέρ της ασφαλείας θα την πολλαπλασιάσω με 1.00(δυσμενέστερο)

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

$$\rightarrow c_{pe} = -0,5335 : E$$

- τομή 2-2'

$e=18.00 > d_2=10.00 \rightarrow$  χωρισμός σε 4 ζώνες A, B, D, E

$h/d_2=17,50/10,00=1,75 \rightarrow$  η τελική δύναμη κανονικά θα έπρεπε να πολλαπλασιαστεί με **0,878**(για  $h/d=5 \rightarrow * 1,00$  και για  $h/d=1 \rightarrow *0.85$  οπότε με γραμμική παρεμβολή προκύπτει ότι για  $h/d=1,75 \rightarrow *0.878$ ). Παρόλα αυτά υπέρ της ασφαλείας θα την πολλαπλασιάσω με 1.00(δυσμενέστερο)

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

$$\rightarrow c_{pe} = -0,537 : E$$

### Τελική Πίεση

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά 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. Έχουμε ύψος  $h=17,50$  m και πλάτος  $b=18,00$ m,  $h < b \rightarrow z_e = h$

Για  $z_e = h = 17,50$ m,  $q_p(z_e)=0.706$ kpa :

- Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

#### τομή 1-1'

$$h/d_1=17,50/15,00=1,667$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,706 * 0,800 = +0,57 \text{ kN/ m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,706 * (-0,5335) = -0,38 \text{ kN/ m}^2 : E$$

#### τομή 2-2'

$$h/d_2=17,50/10,00=1,75$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,706 * 0,800 = +0,57 \text{ kN/ m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} = 0,706 * (-0,537) = -0,38 \text{ kN/ m}^2 : E$$

Όπως παρατηρούμε λόγω της μικρής διαφοράς των λόγων  $h/d$  στις τομές 1 και 2 τελικά προκύπτουν ίδια νομμερα για τις εξωτερικές πιέσεις του ανέμου.

- Η τελική πίεση σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημό τους. Πίεση, κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική, και αναρρόφηση, απομακρυνόμενη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

$$W = q_p(z_e) * c_f * c_{scd}$$

Όπου

$c_{scd}$  είναι δυναμικός συντελεστής που για κτίρια μέχρι 15,00 m λαμβάνεται 1,00. Το κτίριο μας έχει ύψος 17,50 m αλλά για να μην προχωρήσουμε σε περαιτέρω υπολογισμούς, υπέρ της ασφαλείας τον θεωρούμε 1,00!

$c_f = c_{p1,0} - c_{pi}$ ,  $c_{pi}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση. Ο κανονισμός αναφέρει ότι όπου δεν μπορεί να εκτιμηθεί το  $\mu$  (λόγος ανοιγμάτων), το  $c_{pi}$  θα λαμβάνεται το δυσμενέστερο εκ των +0.2 και -0.3

### A) $c_{pi}=+0.2$

#### Πλευρά D

$$c_{f1}=(0.8-0.2)=0.6$$

$$c_{f2}=(0.8-0.2)=0.6$$

$$\text{Τελικά θεωρώ σ' όλη τη πλευρά D } c_f=0.60 \rightarrow W=0.706*0.60= 0.42 \text{ kN/m}^2$$

#### Πλευρά E

$$c_{f1}=(-0.5335-0.2)=-0.7335$$

$$c_{f2}=(-0.537-0.2)=-0.737$$

$$\text{Τελικά θεωρώ σ' όλη τη πλευρά E } c_f=-0.74 \rightarrow W=-0.706*0.74= - 0.52 \text{ kN/m}^2$$

### B) $c_{pi}=-0.3$

#### Πλευρά D

$$c_{f1}=(0.8+0.3)=1.10$$

$$c_{f2}=(0.8+0.3)=1.10$$

$$\text{Τελικά θεωρώ σ' όλη τη πλευρά D } c_f=1.10 \rightarrow W=0.706*1.10= 0.78 \text{ kN/m}^2$$

#### Πλευρά E

$$c_{f1}=(-0.5335+0.3)=-0.2335$$

$$c_{f2}=(-0.537+0.3)=-0.237$$

$$\text{Τελικά θεωρώ σ' όλη τη πλευρά E } c_f=-0.24 \rightarrow W=-0.706*0.24= - 0.17 \text{ kN/m}^2$$

#### Παρατηρήσεις

- ✓ Όταν ο άνεμος συναντά μια κατασκευή επιβάλλει δυνάμεις κάθετα προς όλες τις επιφάνειες. Στη περίπτωση μας θεωρούμε ότι πλευρικά του κτιρίου υπάρχουν άλλα κτίρια, οπότε θεωρώ ότι ο άνεμος ασκείται κυρίως στη μπροστά και στη πίσω πλευρά του κτιρίου και αμελώ τις δυνάμεις τριβής που ασκούνται στις πλαϊνές πλευρές του κτιρίου, οι οποίες έτσι κ αλλιώς αλληλοαναιρούνται.
- ✓ Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη με αποτέλεσμα να δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων του ανέμου. Δηλαδή, ο άνεμος έχει ευμενή επιρροή ως προς τα κατακόρυφα φορτία, συνεπώς δεν συνδυάζεται με αυτά.
- ✓ Τα φορτία ανέμου θεωρούμε ότι δρουν επιφανειακά στην προσήνεμη και στην υπήνεμη πλευρά. (από κεί και πέρα αναλαμβάνονται από τα υποστυλώματα και τους χιαστί συνδέσμους, καθώς οι δοκοί παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία).

## 2.1.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης. Προκειμένου να λάβουμε υπ' όψιν τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από

συστολο-διαστολές θα θεωρήσουμε μεταβολή θερμοκρασίας  $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$  (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του).

*Στη συγκεκριμένη μελέτη δεν θα ληφθούν υπόψιν τα θερμοκρασιακά φορτία.*

### 2.1.5 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται ορίζοντας μία συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ μπορούν να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Τα φορτία χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-3, και αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500m. Θεωρούνται ως στατικά, ότι δρουν κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας οφειλόμενα σε συσσωρεύσεις χιονιού σε μέρος ή μέρη της στέγης και κατατάσσονται στις μεταβλητές χρονικώς, αλλά πάγιες (σταθερές στον χώρο) δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991). Το χιόνι συσσωρεύεται στις στέγες των κτιρίων με διάφορους τρόπους, αναλόγως τον τύπο της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειάς της, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις κλιματολογικές συνθήκες της περιοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο εκτεθειμένη είναι η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις. Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι. Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων), θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

*Στη συγκεκριμένη μελέτη δεν θα ληφθούν υπόψιν τα φορτία χιονιού, καθώς δίνεται έμφαση στον αντισεισμικό σχεδιασμό.*

### 2.1.6 Σεισμικές δράσεις

#### Γενικά

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Αναλυτικότερα, τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος επιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους. Επομένως, είναι πολύ σημαντικό να ξεκαθαριστεί ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου πρόσημου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης εδάφους στο οποίο αυτή εδράζεται. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.



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

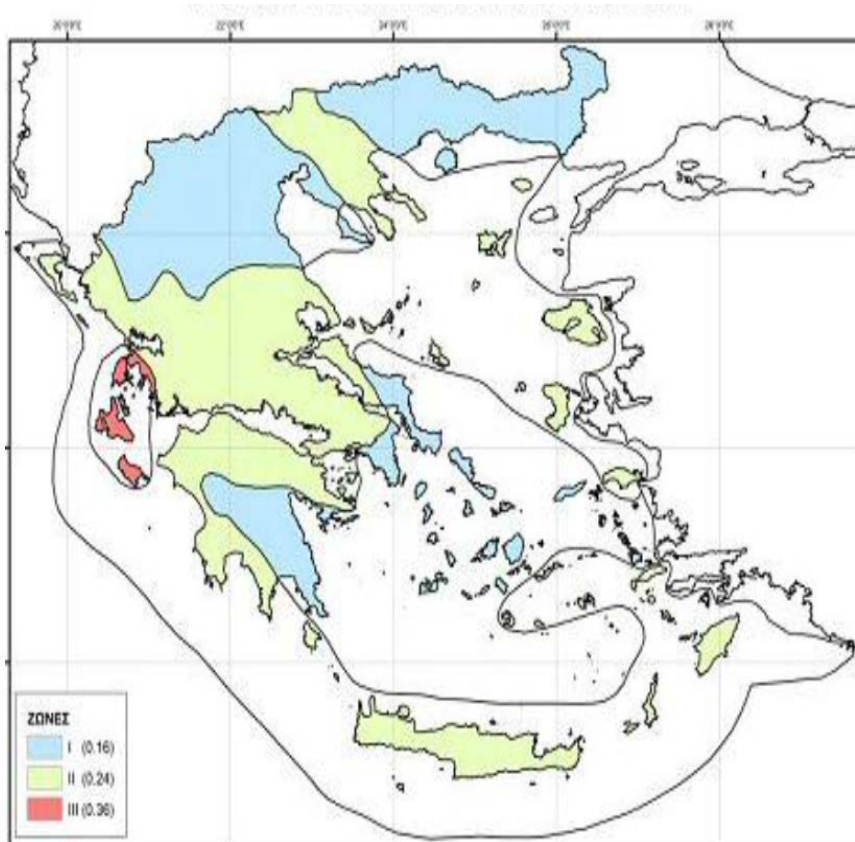
Η σεισμική ανάλυση της κατασκευής θα γίνει με βάση τους *Ευρωκώδικες*. Ο Ε.Α.Κ. τείνει τα τελευταία χρόνια να αντικατασταθεί από τους Ευρωκώδικες. Ο έλεγχος λυγηρότητας των διαγώνιων με Ε.Α.Κ. γίνεται με τον περιορισμό  $\lambda \leq 1,50$  ενώ με τον EC8 ο αντίστοιχος έλεγχος απαιτεί  $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ . Δηλαδή ο EC8 δείχνει μεγαλύτερη ανοχή και άρα οδηγεί σε σχεδιασμό μελών με μικρότερες διατομές. Οι Ευρωκώδικες προσαρμόζονται περισσότερο στον εκάστοτε φορέα δίνοντας κτίρια ασφαλέστερα στους σεισμούς και πιο λειτουργικά. Η ασφάλεια επιτυγχάνεται με πιο αυστηρούς ελέγχους και αυξημένα επίπεδα εισαγόμενων σεισμικών δυνάμεων. Οι έλεγχοι κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος βοηθάνε στην προσαρμογή του συντελεστή συμπεριφοράς και στην επιλογή ανάλυσης ανάλογα με το φορέα και συμβάλλουν στην οικονομία της κατασκευής. Στον EC8 θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα ώστε να προκύπτουν στρεπτικά δύσκαμπτα συστήματα καθώς κατατάσσει τα εύκαμπτα σε ειδική κατηγορία δίνοντας συντελεστή συμπεριφοράς  $q=2$  για ΚΠΜ και  $q=3$  για ΚΠΥ επιβαρύνοντας τα. Επιπλέον ο EC8 επιτρέπει το χαρακτηρισμό ορισμένων μελών ως δευτερευόντως σεισμικών προσφέροντας έτσι μια διέξοδο στις αυστηρές απαιτήσεις.

#### Φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με EC8

Για να ορίσουμε το φάσμα σύμφωνα με το οποίο θα σχεδιάσουμε τη κατασκευή πρέπει πρώτα να καθορίσουμε τις εξής παραμέτρους :

- *Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας*

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $A$ , ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Σχ. 2.3). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).



**Σχήμα 2.3 : νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας**

- *Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους*

Η κατασκευή της παρούσας μελέτης θεωρήσαμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II, η οποία αντιστοιχεί σε σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $A=0,24g$  που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα. Σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, αυτή η τιμή  $A$  έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, C, D, & E και σε δύο ειδικές κατηγορίες S1 & S2. Το κτίριο εδράζεται σε *έδαφος κατηγορίας 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) σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

**Πίνακας 2.4 : κατηγορίες εδάφους από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας**

| Κατηγορία Εδάφους | Περιγραφή στρωματογραφίας  | Παράμετροι            |                                |             |
|-------------------|--|-----------------------|--------------------------------|-------------|
|                   |  | $v_{s,30}$ (m/s)      | $N_{SPPT}$<br>(κρούσεις/30 cm) | $c_u$ (kPa) |
| A                 | Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός <sup>1</sup> σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m 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 υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.                                  | < 180                 | < 15                           | < 70        |
| E                 | Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s. |                       |                                |             |
| $S_1$             | Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.                      | < 100<br>(ενδεικτικό) | –                              | 10 - 20     |
| $S_2$             | Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή $S_1$   |                       |                                |             |

Η θέση του έργου πρέπει να κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων,  $v_{s,30}$  εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη. Διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή NSPT.

Η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $v_{s,30}$  θα υπολογίζεται σύμφωνα με την

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου  $h_i$  και  $v_i$  υποδηλώνουν το πάχος (σε μέτρα) και την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανοιγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος, από  $n$  συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια.

Για περιοχές με εδαφικές συνθήκες που εμπίπτουν σε οποιαδήποτε από τις δύο ειδικές εδαφικές κατηγορίες S1 ή S2, απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης. Για τις κατηγορίες αυτές, και ειδικότερα για την S2, θα λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα αστοχίας του εδάφους υπό την σεισμική δράση.

Πρέπει να δίνεται ειδική προσοχή εάν η εδαφική απόθεση είναι κατηγορίας S1!

Αυτά τα εδάφη έχουν πολύ χαμηλές τιμές της  $v_s$ , χαμηλή εσωτερική απόσβεση και ένα ασυνήθιστα μεγάλο εύρος γραμμικής συμπεριφοράς και επομένως μπορεί να προκαλέσουν ανώμαλα αποτελέσματα τοπικής σεισμικής ενίσχυσης καθώς και φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-φορέα (βλέπε EN 1998-5:2004, Κεφάλαιο 6). Στην περίπτωση αυτή πρέπει να εκπονείται ειδική μελέτη, προκειμένου να καθοριστεί η εξάρτηση του φάσματος απόκρισης από το πάχος και την τιμή  $v_s$  του στρώματος μαλακής αργίλου/ιλύος καθώς και από την έντονη διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ του στρώματος αυτού και των υποκείμενων υλικών.

- *Συντελεστής σπουδαιότητας*

Η εδαφική επιτάχυνση κλιμακώνεται μέσα στην ίδια τη ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ , ο οποίος εκφράζει μικρότερες ή μεγαλύτερες απαιτήσεις απόκρισης. Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Μάλιστα παρακάτω δίνεται ο πίνακας 2.5 που δείχνει τον τρόπο κατάταξης των κτιρίων. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, η κατασκευή μας ανήκει στην Κατηγορία Σπουδαιότητας Σ2 (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.), οπότε έχει συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1,00$ .

**Πίνακας 2.5 : συντελεστές σπουδαιότητας  $\gamma_I$  αναλόγως της χρήσης του κτιρίου**

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

- *Συντελεστής Συμπεριφοράς  $q$*

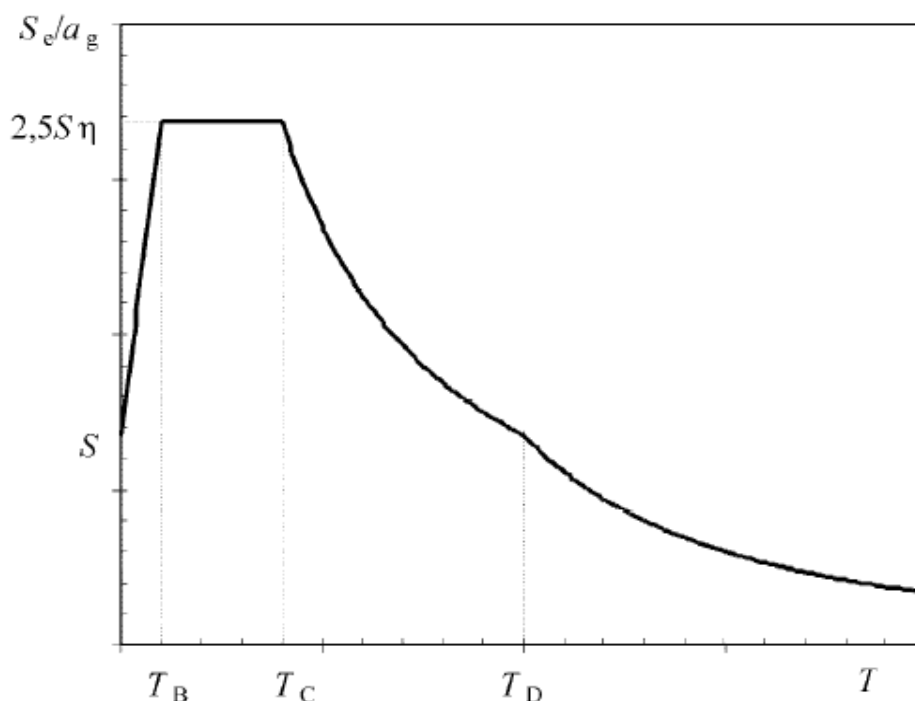
Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, αποτυπώνονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Ουσιαστικά εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριορίστα ελαστικό σύστημα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίδονται στον Πίνακα 2.6, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

**Πίνακας 2.6 :** συντελεστής σπουδαιότητας  $q$  αναλόγως του υλικού κατασκευής και του δομικού συστήματος

| ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ   | Κατηγορία Πλαστιμότητας |                         |
|--|-------------------------|-------------------------|
|  | ΚΠΜ                     | ΚΠΥ                     |
| α) Πλαίσια παραλαβής ροπών   | 4                       | $5 \alpha_2 / \alpha_1$ |
| β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα<br>Διαγώνιοι σύνδεσμοι<br>Σύνδεσμοι μορφής V   | 4<br>2                  | 4<br>2,5                |
| γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους  | 4                       | $5 \alpha_2 / \alpha_1$ |
| δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές  | 2                       | $2 \alpha_2 / \alpha_1$ |
| ε) Συστήματα με πυρίνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα  | Βλέπε Κεφάλαιο 5        |                         |
| στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα   | 4                       | $4 \alpha_2 / \alpha_1$ |
| ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις<br>Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο<br>Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα<br>Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών) | 2                       | 2                       |
|  | Βλέπε Κεφάλαιο 7        |                         |
|  | 4                       | $5 \alpha_2 / \alpha_1$ |



**Σχήμα 2.4** Ελαστικό φάσμα απόκρισης κατά τον EC8 στην οριζόντια διεύθυνση

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$ , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

Οι τιμές που αποδίδονται στις  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  και  $S$  για κάθε κατηγορία εδάφους και τύπο φάσματος για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα, και δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 2.7 : Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον EC8.**

| Κατηγορία Εδάφους | S    | T <sub>B</sub> (s) | T <sub>C</sub> (s) | T <sub>D</sub> (s) |
|-------------------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| A                 | 1.0  | 0.15               | 0.4                | 2.5                |
| B                 | 1.2  | 0.15               | 0.5                | 2.5                |
| C                 | 1.15 | 0.20               | 0.6                | 2.5                |
| D                 | 1.35 | 0.20               | 0.8                | 2.5                |
| E                 | 1.4  | 0.15               | 0.5                | 2.5                |

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς η = 1 για ξ= 5%  
 ιξώδη απόσβεση

Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την  
 έκφραση:

$$\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$$

όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό τις εκατό.

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους  
 διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης. Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται στον EC8  
 μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού. Αυτό, βασικώς, προκύπτει από το ελαστικό φάσμα  
 επιταχύνσεων με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς, q.

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του EC8 δίνεται σχηματικά στο *Σχήμα 2.4*.

Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T<sub>B</sub> και T<sub>C</sub> με τιμή 2.5  
 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agS, που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής  
 ταχύτητας μεταξύ περιόδων T<sub>C</sub> και T<sub>D</sub>, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του 1/T, και μία  
 περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του 1/T<sup>2</sup>. Οι  
 τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή S και των περιόδων T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>, T<sub>D</sub> δίνονται στον *Πίνακα 2.7* για  
 τις κατηγορίες εδάφους A, B, C, D ή E του EC8.

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

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2 a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2 a_g \end{cases}$$

όπου

$S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ( $a_g = \gamma_I a_{g,R}$ )

$T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

$T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (περιλαμβάνει και την επιρροή της απόσβεσης  $n$ )

$\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (στη περίπτωση μας έχει ληφθεί  $\beta=0,2$ ).

$\beta_0$  είναι ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και έχει ληφθεί 2.5

$\theta$  είναι ο συντελεστής επιρροής θεμελίωσης και έχει ληφθεί 1.00

### Μέθοδοι σεισμικής ανάλυσης

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

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

#### Α). Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Πρόκειται για απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού των σεισμικών εντάσεων και μετακινήσεων. Η εκτίμηση της συνολικής τέμνουσας βάσης,  $F_b$ , γίνεται με την παραδοχή ότι ολόκληρος ο φορέας ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο,  $T_1$ , δίχως να επηρεάζεται σημαντικά από υψηλότερες ιδιοπερίόδους σε κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις. Θα πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής συνθήκες:



– Η τιμές των θεμελιωδών ιδιοπεριοδών και στις δύο κύριες διευθύνσεις να έχουν τη μικρότερη από τις εξής τιμές:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

– Το κτήριο να είναι κανονικό καθ' ύψος

Κατόπιν η τέμνουσα βάσης για κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις υπολογίζεται με την εξής σχέση:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

όπου:

$T_1$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση  $m$  είναι η συνολική μάζα του κτηρίου πάνω από τη θεμελίωση ή την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης  $\lambda$  είναι ο συντελεστής διόρθωσης ο οποίος παίρνει τις εξής τιμές:

–  $\lambda = 0,85$  για  $T_1 \leq 2 T_c$  και εάν το κτήριο έχει πάνω από δύο ορόφους

–  $\lambda = 1,0$  σε κάθε άλλη περίπτωση

$S_d$  η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

Ο EN1998-1 παραθέτει και απλοποιημένες μεθόδους υπολογισμού της  $T_1$  για κάποιες περιπτώσεις. Η κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων στους ορόφους γίνεται με την εξής σχέση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

όπου:

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης

$s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες ορόφων που συμμετέχουν στην ταλάντωση

### B). Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος

Γενικά αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις περιπτώσεις, και επιλέγεται και για το υπό μελέτη κτίριο. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη το σύνολο των ιδιομορφών με σημαντική συνεισφορά στη συνολική απόκριση του φορέα. Αυτή η απαίτηση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για καθεμία από τις κύριες διευθύνσεις και ικανοποιείται είτε όταν το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, είτε λαμβάνουμε ως σημαντικές αυτές με ποσοστό δρυσας ιδιομορφικής μάζας μεγαλύτερο από το 5% της συνολικής μάζας του φορέα. Όταν δεν ικανοποιούνται αυτές οι απαιτήσεις τότε ο ελάχιστος αριθμός,  $k$ , ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη σε ένα χωρικό προσομοίωμα πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο εξής απαιτήσεις:

$$- k \geq 3\sqrt{n}$$

$$- T_k \leq 0.20s$$

όπου:

$k$  ο αριθμός των ιδιομορφών

$n$  ο αριθμός των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης

$T_k$  η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής  $k$

Έτσι για κάθε ιδιομορφή προκύπτει σύμφωνα με την ιδιοπερίοδο της η μέγιστη απόκριση της (μετακίνηση ή επιτάχυνση) από το φάσμα σχεδιασμού. Αυτή πολλαπλασιασμένη με τον

συντελεστή συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και την ιδιοτιμή για κάθε βαθμό ελευθερίας δίνει την μέγιστη απόκριση. Η ίδια διαδικασία δίνει τις μέγιστες αποκρίσεις των υπολοίπων σημαντικών ιδιομορφών. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες αφενός δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος  $X$  συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm (X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2)^{1/2}$$

όπου:

$k$  αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη ( $k < n$ )

$X_i$  συμμετοχή της  $i$  ιδιομορφής στο μέγεθος  $X$

- CQC: Complete Quadratic Combination

- Μη-γραμμικές μέθοδοι όπως η μέθοδος φασματικής ικανότητας (pushover analysis) μη γραμμικής βηματικής ανάλυσης (time-history analysis) επιτρέπονται από τον EN1998-1 και οι απαιτήσεις για την εφαρμογή αυτών περιγράφονται στις παραγράφους 4.3.3.4.2 και 4.3.3.4.3.

Τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων, οριζοντίων και κατακόρυφων, που θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών προκύπτουν από τις εξής σχέσεις:

- $EEd_x$  "+"  $0,30 EEd_y$  "+"  $0,30 EEd_z$
- $0,30 EEd_x$  "+"  $EEd_y$  "+"  $0,30 EEd_z$
- $0,30 EEd_x$  "+"  $0,30 EEd_y$  "+"  $EEd_z$

όπου:

"+" σημαίνει επαλληλία με

$EEd_x$  είναι τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση  $x$

$EEd_y$  είναι τα αποτελέσματα των ίδιων σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση  $y$

$EEd_z$  είναι τα αποτελέσματα της κατακόρυφης συνιστώσας των σεισμικών δράσεων (εμείς θα αμελήσουμε τη σεισμική δύναμη κατά  $z$ )

Στον υπολογισμό μαζών λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό:

$$\Sigma G_{k,j} \text{ "+" } \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

όπου:

$\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2i}$  είναι ο συντελεστής συνδυασμού ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα τα φορτία  $q_{k,i}$  να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού.

- Επιπροσθέτως θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και τυχόν αβεβαιότητες ως προς τη θέση των μαζών στο χώρο λόγω της σεισμικής κίνησης. Γι' αυτό το κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται μετατοπισμένο ως προς την αρχική του θέση σύμφωνα με τη σχέση:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου:

$e_{ai}$  είναι η τυχαμιακή εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$ , εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε κάθε όροφο

$L_i$  είναι η διάσταση της κάτοψης κάθετη προς τη διεύθυνση σεισμικής δράσης

Κατόπιν υπολογίζεται η στρεπτική ροπή,  $M_{ai}$ , σε κάθε όροφο περί τον κατακόρυφο άξονα  $i$  αυτού από τη σχέση:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

όπου:

$M_{ai}$  είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται σε όροφο  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονά του  
 $e_{ai}$  η τυχαματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$   
 $F_i$  το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της  $e_{ai}$ .

Εμείς ωστόσο στη παρούσα διπλωματική θα αμελήσουμε τυχόν εκκεντρότητες, οπότε δεν θα μπούμε στη διαδικασία υπολογισμού των στρεπτικών ροπών  $M_{ai}$ .

### 2.1.7 Φορτία επί της κατασκευής

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τις φορτίσεις, όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα για την ανάλυση του είναι :

#### A).Μόνιμα

$id_{ia} var_h$  : τα βάρη του χαλύβδινου σκελετού (υπολογίστηκαν αυτόματα απ' το πρόγραμμα )

$baros plakas$  : το βάρος της πλάκας (υπολογίστηκε αυτόματα απ' το symdeck designer)

$prostheta monima$  : τα πρόσθετα μόνιμα φορτία λόγω τοιχοποιίας, ψευδοροφής, πατώματα κ.α.

#### B).Κινητά

$kinhta-wfelima$  : τα κινητά φορτία που ασκούνται σ' όλη τη κάτοψη

$kinhta klimakostasio$  : τα πρόσθετα κινητά φορτία που ασκούνται μόνο στα κλιμακοστάσια

#### Γ).Φορτία ανέμου

$ekswt proshnemh$  : φορτίο ανέμου στην εξωτερική προσήνεμη πλευρά

$ekswt yrhnemh$  : φορτίο ανέμου στην εξωτερική υπήνεμη πλευρά

$eswt pros(0.2)$  :φορτίο ανέμου στην εσωτερική προσήνεμη πλευρά με  $c_{pi}=0.2$

$eswt yrh(0.2)$  :φορτίο ανέμου στην εσωτερική υπήνεμη πλευρά με  $c_{pi}=0.2$

$eswt pros(-0.3)$  :φορτίο ανέμου στην εσωτερική προσήνεμη πλευρά με  $c_{pi}= -0.3$

$eswt yrh(-0.3)$  :φορτίο ανέμου στην εσωτερική υπήνεμη πλευρά με  $c_{pi}= - 0.3$

$EKS.ANEMOS$  : φορτίο ανέμου στις εξωτερικές πλευρές του κτιρίου

$ES.ANEMOS(0.2)$  : φορτίο ανέμου στις εσωτερικές πλευρές του κτιρίου (για  $c_{pi}=0.2$ )

$ES.ANEMOS(-0.3)$  : φορτίο ανέμου στις εσωτερικές πλευρές του κτιρίου(για  $c_{pi}= - 0.3$ )

$ANEMOS(0.2)$  : φορτίο ανέμου στο σύνολο του κτιρίου (για  $c_{pi}=0.2$ )

$ANEMOS(-0.3)$  : φορτίο ανέμου στο σύνολο του κτιρίου (για  $c_{pi}= - 0.3$ )

#### Δ).Σεισμικά

Modal: Ιδιομορφική ανάλυση κτιρίου

Seismic EC8 Direction X: σεισμικά φορτία κατά τη διεύθυνση x-x

Seismic EC8 Direction Y: σεισμικά φορτία κατά τη διεύθυνση y-y

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή όπως υπολογίστηκαν είναι τα παρακάτω:

#### 1. Φορτία λόγω ίδιου βάρους: $G$ ,διακρίνονται σ αυτά

- $Idia var_h$  : Του χαλύβδινου σκελετού (υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- $baros plakas$  : Της σύμμικτης πλάκας (υπολογίζονται μέσω του symdeck designer, στο οποίο έγινε η διαστασιολόγηση της πλάκας)  $\rightarrow 2,73 \text{ kN/m}^2$

2. Ωφέλιμα φορτία (ίδια για όλους τους ορόφους):  $Q$  και σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα του EN1991 για το κτίριο μου που ανήκει σε κατηγορία B ,αφού προορίζεται για χρήση γραφείων είναι :

$2 \text{ kN/m}^2$  για την περιοχή εκτός του κλιμακοστασίου  $\rightarrow kinhta-wfelima$

$3.5 \text{ kN/m}^2$  για την περιοχή του κλιμακοστασίου  $\rightarrow kinhta-wfelima+ kinhta klimakostasio$

3.Πρόσθετα μόνιμα φορτία:  $G_{μον}=3,5 \text{ KPa}$  (φορτία τοιχοποιας, δαπέδων, μηχανολογικού εξοπλισμού, ψευδοροφής)  $\rightarrow prostheta monima$

#### 4.Φορτια ανέμου (μόνο για υπήνεμη και προσήνεμη πλευρά)

- $C_{pi} = + 0.2 \rightarrow ANEMOS(0.2)$

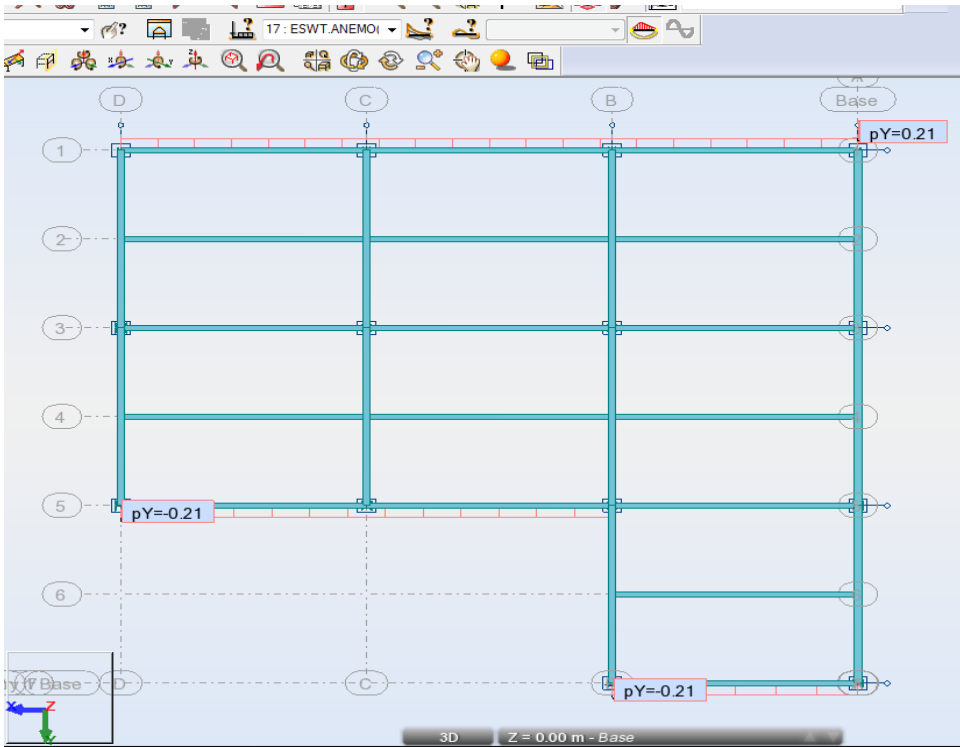
Προσηνεμη πλευρά  $\rightarrow w = + 0.42 \text{ kN/m}^2$

Υπηνεμη πλευρά  $\rightarrow w = - 0.52 \text{ kN/m}^2$

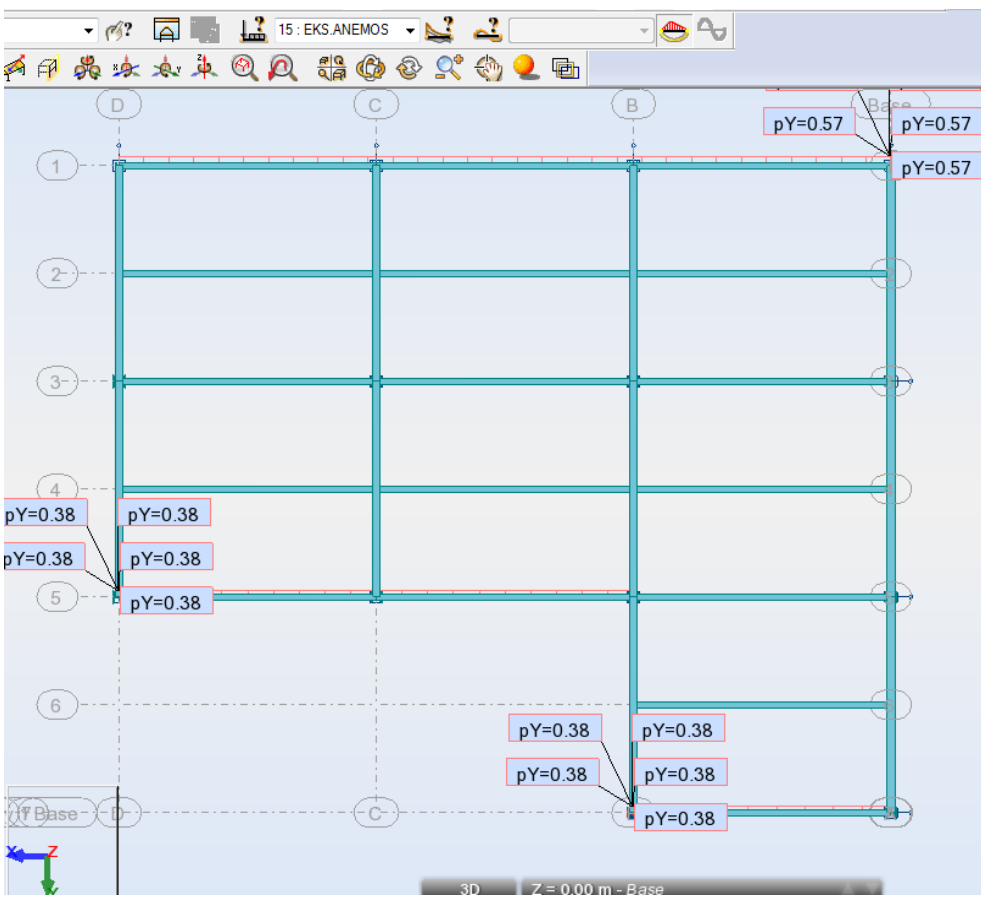
- $C_{pi} = - 0.3 \rightarrow ANEMOS(-0.3)$  : απ' τα εντατικά μεγέθη των χιαστί και των υποστυλωμάτων προέκυψε ότι είναι δυσμενέστερη από την  $c_{pi} = +0.2$

Προσηνεμη πλευρά  $\rightarrow w = + 0.78 \text{ kN/m}^2$

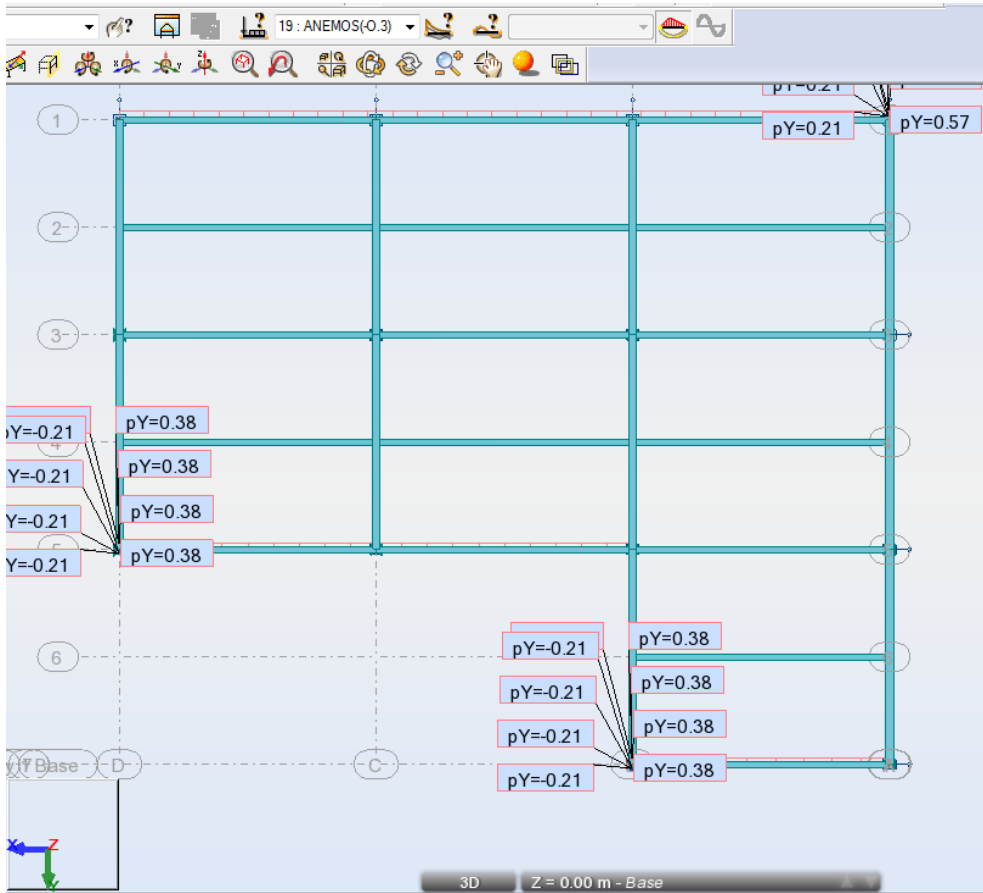
Υπηνεμη πλευρά  $\rightarrow w = - 0.17 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.5 : φορτίο ανέμου στις εσωτερικές πλευρές του κτιρίου(για  $c_{pi} = - 0.3$ )



Σχήμα 2.6 : φορτίο ανέμου στις εξωτερικές πλευρές του κτιρίου



Σχήμα 2.7 : συνολικό φορτίο ανέμου για  $c_{pi} = -0.3$

**5. Σεισμικά φορτία** σύμφωνα με τον EC8 είναι :

Κάνουμε πρώτα ιδιομορφική ανάλυση, διαφορετικά το πρόγραμμα δεν μας επιτρέπει να δημιουργήσουμε σεισμικές φορτίσεις → Modal

- Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού ορίζεται για: έδαφος κατηγορίας B:

$S=1.2, T_B=0.15\text{sec}, T_C=0.5\text{sec}, T_D=2\text{sec}$

$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0.24g$ , Η τιμή του  $\gamma_I$  για την κατηγορία σπουδαιότητας II θα είναι εξ' ορισμού ίση με 1,0 .Είμαστε σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II οπότε το  $a_{gR}=0.24g$

συντελεστής φασματικής ενίσχυσης :  $\beta_0=2.50$

- Κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ)

$q=4$ (μεταλλικό κτίριο με χιαστί συνδέσμους). Εμπεριέχεται στο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  και η επιρροή της απόσβεσης της κατασκευής, οπότε στο πρόγραμμα που ζητείται απόσβεση την εισάγω ίση με 5% . Ουσιαστικά λαμβάνω  $n=1.00$ .

Τα στοιχεία αυτά είναι απαραίτητα για τον ορισμό του φάσματος σχεδιασμού από το πρόγραμμα. Από το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει η οριζόντια φασματική επιτάχυνση  $S_d(T)$  για κάθε ιδιομορφή, η οποία πολλαπλασιασμένη επί τη δρώσα ιδιομορφική μάζα της δίνει την σεισμική δύναμη σχεδιασμού που αντιστοιχεί σ αυτήν. Από την επαλληλία των ιδιομορφών μέσω της *Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος* προκύπτουν οι σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού κατά X και Y.

Η σεισμική μάζα(όπως εισήχθη και στο πρόγραμμα) προκύπτει από τον εξής συνδυασμό φορτίων:

$G + 0.3Q$

$G = \text{Idia varh} + \text{baros plakas} + \text{prostheta monima}$

$Q = \text{kinhta-wfelima} + \text{kinhta klimakostasio}$

Σύμφωνα με τον Ευροκώδικα 3, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη μία αρχική κλίση του πλαισίου κατά την ανάλυση. Τα φορτία της αρχικής κλίσης προστίθενται στον βασικό συνδυασμό δράσεων  $1,35G+1,5Q$ . Παρ' όλα αυτά, για πλαίσια κτιρίων οι καθολικές ατέλειες μπορούν να αγνοούνται αν ισχύει:  $HEd \geq 0.15 * VEd$  γεγονός που για τις σεισμικές δράσεις στη χώρα μας είναι σύνηθες. Έτσι τα φορτία αρχικών ατελειών αμελούνται. Σε αυτήν την εργασία επίσης δεν λαμβάνονται υπόψη θερμοκρασιακά φορτία και φορτία χιονιού δεδομένου ότι δίνεται έμφαση στον αντισεισμικό σχεδιασμό.

## 2.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

### *Καταστάσεις σχεδιασμού*

Ως καταστάσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι:

- Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής
- Παροδικές καταστάσεις (διάρκεια κατασκευής ή και διάρκεια επισκευών)
- Τυχηματικές καταστάσεις

Ο 'σχεδιασμός-μελέτη' μιας κατασκευής αποσκοπεί στο να καταδείξει ότι – υπό ορισμένες παραδεκτές πιθανότητες – η κατασκευή δεν θα βρεθεί σε μια ακραία κατάσταση κατά την οποία θεωρείται πλέον ακατάλληλη για τον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε και ονομάζεται εν γένει 'οριακή κατάσταση'.

### *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 δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις Αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας

Κατά τη διαστασιολόγηση και έλεγχο του κτιρίου για τους συνδυασμούς δράσεων των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας ζητείται να αποδειχθεί ότι οι καταπονήσεις στις καταστάσεις αυτές δεν υπερβαίνουν τις αντιστάσεις για κάθε μέλος της κατασκευής ξεχωριστά. Εάν για κάποιο στοιχείο της κατασκευής δεν ισχύει αυτό, τότε θεωρείται ότι έχει εξαντλήσει όλα τα περιθώρια ανάλιψης δράσεων και πέρα από αυτό το σημείο δεν πληρεί τις απαιτήσεις ασφαλείας ή/και λειτουργικότητας. Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες ενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (μειωτικοί συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ), καθώς είναι πολύ μικρές οι πιθανότητες για το σύνολο των δράσεων να λάβουν μέγιστες τιμές ταυτόχρονα, για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

### 2.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Είναι οι οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ.) συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

όπου  $G_{k,j}$  οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων δράσεων, το  $Q_{k,1}$  αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση,  $\gamma G (= 1,35)$  και  $\gamma Q (= 1,50)$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των μόνιμων δράσεων και των μεταβλητών δράσεων, αντίστοιχα.

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

- Για καταστάσεις σεισμού:

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

Οι συντελεστές  $\psi_{0,i}$   $\psi_{1,i}$   $\psi_{2,i}$  είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων.

Οι τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  για κτίρια προκύπτουν από τον πίνακα στη επόμενη σελίδα :

**Πίνακας 2.8: συντελεστές  $\psi_i$  για κτίρια**

| Οι τιμές των συντελεστών $\psi_i$ για<br>δράσεις σε κτίρια.  | $\psi_0$   | $\psi_1$   | $\psi_2$   |
|--|------------|------------|------------|
| Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1) |            |            |            |
| Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών              | 0,7        | 0,5        | 0,3        |
| <b>Κατηγορία B: χώροι γραφείων</b>                           | <b>0,7</b> | <b>0,5</b> | <b>0,3</b> |
| Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης                               | 0,7        | 0,5        | 0,3        |
| Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων                              | 0,7        | 0,7        | 0,6        |
| Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης                               | 0,7        | 0,7        | 0,6        |
|  |            |            |            |



### 2.2.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετακινήσεις, στροφές, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.). Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά:

- Τις λειτουργικές απαιτήσεις από το φορέα ή ένα μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης
- Την άνεση των χρηστών
- Την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. εκτεταμένη ρηγμάτωση)

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δίνονται από τις εξής σχέσεις:

- $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$  (χαρακτηριστικός συνδυασμός)
- $\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{(i>1)} \psi_{2,i} Q_{k,i}$  (συχνός συνδυασμός)
- $\sum G_{k,j} + \sum_{(i>1)} \psi_{2,i} Q_{k,i}$  (οιονεί μόνιμος συνδυασμός)

Όπου

$G_{k,j}$  οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων δράσεων

$Q_{k,i}$  αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.

### 2.2.3 Συνδυασμοί δράσεων στο κτίριο μας

- Στατικοί συνδυασμοί δράσεων :

COMB1 → κύρια τα κινητά φορτία, δευτερεύοντα τα φορτία ανέμου

(Απ' τη φόρτιση αυτή προκύπτουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τις σύμμικτες δοκού ,αφού οι δοκοί παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία και γι αυτό το συνδυασμό έχουμε τα μεγαλύτερα κατακόρυφα φορτία.)

COMB2 → κύρια τα φορτία ανέμου, δευτερεύοντα τα κινητά φορτία

Παρατηρώντας τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται για τον άνεμο με  $c_{ri}=0.2$  και για με τον άνεμο με  $c_{ri}= - 0.3$  παρατηρήσαμε ότι δυσμενέστερος είναι ο άνεμος που προκύπτει για  $c_{ri}=-0.3$  , οπότε και θα τον χρησιμοποιήσουμε για τους παραπάνω συνδυασμούς φορτίσεων.

- Σεισμικοί συνδυασμοί φορτίσεων:

A).αρχικοί έλεγχοι

Κύριος ο σεισμός κατά X

$$TOT(X+0.3Y) \rightarrow (X+0.3Y)+(G+0.3Q)$$

$$TOT(X - 0.3Y) \rightarrow (X - 0.3Y )+(G+0.3Q)$$

Κύριος ο σεισμός κατά Y

$$TOT(0.3X+Y) \rightarrow (0.3X+Y )+(G+0.3Q)$$

$$TOT(0.3X - Y) \rightarrow (0.3X - Y )+(G+0.3Q)$$

B).έλεγχοι για ικανοτικό σχεδιασμό

Κύριος ο σεισμός κατά X

$$I_{kanX(+)} \rightarrow 3.31*(X+0.3Y)+(G+0.3Q)$$

$$I_{kanX(-)} \rightarrow 3.31*(X - 0.3Y )+(G+0.3Q)$$

Κύριος ο σεισμός κατά Y

$$I_{kanY(+)} \rightarrow 1.88*(0.3X+Y )+(G+0.3Q)$$

$$I_{kanY(-)} \rightarrow 1.88*(0.3X - Y )+(G+0.3Q)$$

- Συνδυασμοί φορτίσεων για τις πλάκες δίνονται αναλυτικά στο *Κεφάλαιο 4* τόσο για τη φάση λειτουργίας(σύμμικτες πλάκες), όσο και για τη φάση κατασκευής(χαλυβδόφυλλο).
- Συνδυασμοί φορτίσεων για τις δοκούς δίνονται αναλυτικά στο *Κεφάλαιο 3* τόσο για τη φάση λειτουργίας(σύμμικτες δοκοί), όσο και για τη φάση κατασκευής(σιδηροδοκοί).

### 3 Ανάλυση και έλεγχος μελών

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*. Το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα εύρεσης των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία που απαρτίζουν την κατασκευή για όλα τα φορτία και για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα-οι οποίοι παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο- καθώς και έλεγχου των μελών με βάση των Ευρωκώδικα 3.

Ωστόσο δεν έχει τη δυνατότητα έλεγχου σύμμικτων στοιχείων, οπότε οι δοκοί μας ελέγχθηκαν στο χέρι! Επειδή οι δοκοί -τόσο οι κύριες και όσο και οι δευτερεύουσες -δεν διαφοροποιούνται από όροφο σε όροφο, (λόγω του ότι και τα επιβαλλόμενα κατακόρυφα φορτία είναι ίδια σε όλους τους ορόφους), τα αποτελέσματα τόσο της ανάλυσης όσο και του ελέγχου με βάση τον Ευρωκώδικα 3 είναι όμοια από όροφο σε όροφο (μόνο για τις δοκούς).

Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου μέλους από δομικό χάλυβα είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των αντίστοιχων ελέγχων. Σε γενικές γραμμές ισχύει:

- Οι δοκοί (κύριες και δευτερεύουσες) ελέγχονται σε τέμνουσα και κάμψη.
- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη (η οποία είναι σχετικά μικρή) και θλίψη.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι ελέγχονται έναντι μονοαξονικού εφελκυσμού.

#### 3.1 Κατάταξη των διατομών - Βασικές αρχές

Ο σχεδιασμός ενός φορέα, και των μελών που τον συνθέτουν προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή αφορά τόσο την ανάλυση-μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη- όσο και τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών. Έτσι διαμορφώνονται 4 μέθοδοι, για την οριακή κατάσταση αστοχίας

**Πίνακας 3.1: μέθοδοι ανάλυσης για την Ο.Κ.Α.**

| ΜΕΘΟΔΟΣ | ΜΕΘΟΔΟΣ<br>ΑΝΑΛΥΣΗΣ(υπολογισμός<br>εντατικών μεγεθών) | ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ<br>ΚΑΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ<br>ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ<br>ΜΕΛΟΥΣ |
|---------|---|---|
| 1       | ΠΛΑΣΤΙΚΗ  | ΠΛΑΣΤΙΚΗ  |
| 2       | ΕΛΑΣΤΙΚΗ  | ΠΛΑΣΤΙΚΗ  |
| 3       | ΕΛΑΣΤΙΚΗ  | ΕΛΑΣΤΙΚΗ  |
| 4       | ΕΛΑΣΤΙΚΗ  | ΕΛΑΣΤΙΚΗ(με ενεργές<br>διατομές)                                  |

Σε ορισμένες διατομές είναι αδύνατη ακόμα και η διαρροή της πλέον ακραίας ίνας εξαιτίας πρώιμου τοπικού λυγισμού σε ένα από τα πλακοειδή στοιχεία που συνθέτουν τη διατομή. Σ αυτές τις περιπτώσεις (μέθοδος 4), η οριακή κατάσταση αστοχίας της μεθόδου 3 εφαρμόζεται για τις ενεργές διατομές. Η πλαστική ανακατανομή μεταξύ των διατομών μπορεί να πραγματοποιηθεί μόνο εφόσον δεν εμφανίζεται πρώιμος τοπικός λυγισμός, ο οποίος θα προκαλούσε μείωση της ικανότητας ανάληψης φορτίων.

Πρέπει λοιπόν να εξασφαλιστεί ότι δεν θα δημιουργηθεί τοπική αστάθεια πριν επιτευχθεί είτε ελαστική (μέθοδος 3), είτε πλαστική (μέθοδος 2) ροπή της διατομής, είτε πριν από το σχηματισμό ενός πλήρους πλαστικού μηχανισμού (μέθοδος 1). Ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού προϋποθέτει τη διάθεση επαρκούς στροφικής ικανότητας των διατομών στις οποίες σχηματίζονται διαδοχικά οι πλαστικές αρθρώσεις.

Με βάση λοιπόν τα προηγηθέντα το πρώτο βήμα για τον έλεγχο των μελών είναι η κατάταξη των διατομών που έχουν επιλεχθεί γ αυτά. Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Έτσι λοιπόν οι διατομές κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

- *Διατομές κατηγορίας 1* είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- *Διατομές κατηγορίας 2* είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- *Διατομές κατηγορίας 3* είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- *Διατομές κατηγορίας 4* είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

*Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι :*

*Κατηγορίες 1 και 2:* η πλαστική ροπή

*Κατηγορία 3:* η ελαστική ροπή

*Κατηγορία 4:* η ροπή τοπικού λυγισμού

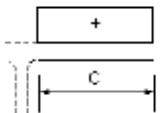
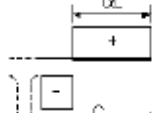
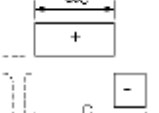
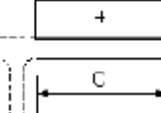
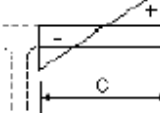
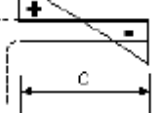
Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς το πάχος ( $c/t$ ) καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία κάθε διατομής εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή.

Η διατομή αποτελείται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλατα, τα οποία ανάλογα με τον τρόπο στήριξης τους διακρίνονται σε εσωτερικά και προεξέχοντα στοιχεία. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής μπορούν γενικά να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες. Η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την ψηλότερη κατηγορία των θλιβόμενων στοιχείων της. Ακολουθούν πίνακες κατάταξης των θλιβόμενων στοιχείων:

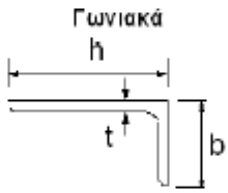
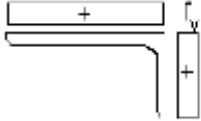
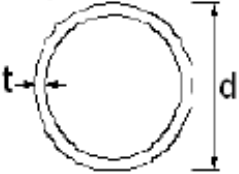
Πίνακας 3.2 : Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία

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

**Πίνακας 3.3 : Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία**

| Προεξέχοντα πέλματα                             |  |   |  |  |      |      |
|---|--|---|--|--|------|------|
|   |  | Ελατές διατομές   |  | Συγκολλητές διατομές                                 |      |      |
| Κατηγορία                                       | Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη   | Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη και κάμψη  |  |  |      |      |
|   |  | Ακρο σε θλίψη   |  | Ακρο σε εφελκυσμό                                    |      |      |
| Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)<br>1 | <br>$c/t \leq 9\varepsilon$ | <br>$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$ | <br>$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |  |      |      |
| 2   | $c/t \leq 10\varepsilon$   | $c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$   |  | $c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |      |      |
| Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)<br>3 |                           |    |   |  |      |      |
| $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$                  | f  | 235   | 275  | 355  | 420  | 460  |
|   | ε  | 1,00  | 0,92   | 0,81   | 0,75 | 0,71 |

**Πίνακας 3.4 : Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία**

|   |   |   |      |  |      |      |  |
|---|---|---|------|--|------|------|--|
| <p>Αναφορά επίσης στα<br/>"Προεξέχοντα πέδιλα" (βλέπε<br/>φύλλο 2 από 3)</p>  |   |  |      | <p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή<br/>σπασή με άλλα στοιχεία</p> |      |      |  |
| <b>Κατηγορία</b>  | <b>Διατομή σε θλίψη</b>   |   |      |  |      |      |  |
| <b>Κατανομή τάσεων στη<br/>διατομή (θετική η<br/>θλίψη)</b>   |  |   |      |  |      |      |  |
| 3   | $\frac{h}{t} \leq 15\epsilon$ και $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$              |   |      |  |      |      |  |
| <p><b>Σωληνωτές διατομές</b></p>  |   |   |      |  |      |      |  |
| <b>Κατηγορία</b>  | <b>Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη</b>   |   |      |  |      |      |  |
| 1   | $d/t \leq 50\epsilon^2$   |   |      |  |      |      |  |
| 2   | $d/t \leq 70\epsilon^2$   |   |      |  |      |      |  |
| 3   | $d/t \leq 90\epsilon^2$   |   |      |  |      |      |  |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$   | <b>f</b>  | 235   | 275  | 355  | 420  | 460  |  |
|   | $\epsilon$  | 1,00  | 0,92 | 0,81   | 0,75 | 0,71 |  |
|   | $\epsilon^2$  | 1,00  | 0,85 | 0,66   | 0,56 | 0,51 |  |

## 3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

### 3.2.1 Αντοχή διατομών

#### 3.2.1.1 Αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:  
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} < 1.00$

Όπου  $N_{t,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές με οπές η  $N_{t,Rd}$  πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

Όπου:

$A$ = το εμβαδόν της πλήρους διατομής

$f_y$ = το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{m0} = 1.00$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

- την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 * f_u * A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

Όπου:

$A_{net}$ =το εμβαδόν της καθαρής διατομής

$f_u$ =η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα

$\gamma_{m2}=1.25$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Σε περιπτώσεις που απαιτείται όλκιμη μορφή αστοχίας (για παράδειγμα πλάστιμα μέλη σε αντισεισμικές κατασκευές), πρέπει να επιδιώκεται :  $N_{U,Rd} \geq N_{t,Rd}$

#### 3.2.1.2 Αντοχή σε θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

Όπου:

$N_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη



Η αντοχή σχεδιασμού καθορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

- $N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{\mu 0}}$ , για διατομές κατηγορίας 1,2,3
- $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} * f_y}{\gamma_{\mu 0}}$ , για διατομές κατηγορίας 4

Όπου:

$A$  = η πλήρης διατομή

$A_{eff}$  = η ενεργός διατομή

### 3.2.1.3 Αντοχή σε μονοαξονική κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Όπου το  $M_{c,Rd}$  καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μια διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} * f_y}{\gamma_{\mu 0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1 και 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} * f_y}{\gamma_{\mu 0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} * f_y}{\gamma_{\mu 0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου:  $W_{el,min}$  και  $W_{eff,min}$  αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας και στην ενεργό διατομή αντίστοιχα. Δηλαδή στην ίνα με την μεγαλύτερη ελαστική τάση.

### 3.2.1.4 Αντοχή σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.00$$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από τη σχέση:

$$V_{C,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{\mu 0} * \sqrt{3}}$$

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης  $A_v$  μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \text{ αλλά όχι μικρότερη από } \eta * h * t_w$$

β) ελατές διατομές π, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:

$$A - 2 * b * t_f + (t_w + r) * t_f$$

γ) ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:

$$0,9 * (A - b * t_f)$$

δ) συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:

$$n * \Sigma(h_w * t_w)$$

ε) συγκολλητές διατομές I, H, π και κιβωτοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τα πέλματα:

$$A - \Sigma(h_w * t_w)$$

ζ) ελατές κοίλες ορθογωνικές, με ομοιόμορφο πάχος:

φορτίο παράλληλο προς το ύψος  $A * h / (b + h)$

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος  $A * b / (b + h)$

η) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους :

$$2A / \pi$$

όπου :

$A$  η επιφάνεια της διατομής

$b$  είναι το συνολικό πλάτος

$h$  είναι το συνολικό ύψος

$h_w$  είναι το ύψος του κορμού

$r$  η ακτίνα συναρμογής κορμού πέλματος

$t_f$  είναι το πάχος του πέλματος

$t_w$  το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως  $t_w$  θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.).

$n$  συντηρητικά μπορεί να λαμβάνεται 1

### 3.2.1.5 Κάμψη και τέμνουσα

Όταν υπάρχει διάτμηση, η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Ωστόσο, για μικρές τιμές της τέμνουσας δύναμης η μείωση αυτή μπορεί και να αγνοείται. Για το λόγο αυτό ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

- Αν  $V_{Ed} < V_{pl,Rd}/2$ , δεν απαιτείται μείωση των καμπτικών αντιστάσεων
- Αν  $V_{Ed} > V_{pl,Rd}/2$ , τότε η καμπτική αντίσταση της διατομής μειώνεται σε  $M_{y,v,Rd}$ , τη μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση τέμνουσας, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης Αν τη μειωμένη τάση διαρροής :

$$(1-\rho)*f_y, \text{ όπου } \rho = \left( \frac{2*V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

### 3.2.1.6 Κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, το κριτήριο που θα ικανοποιείται, όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, είναι :

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

όπου  $M_{N,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής ,μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$ .

- Βέβαια για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνει απομείωση λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης όταν πληρούνται τα εξής κριτήρια :
  - Περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα 2 παρακάτω κριτήρια :

$$N_{Ed} \leq 0,25*N_{pl,Rd}$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{\mu 0}}, \text{ όπου}$$

$h_w$  είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

$t_w$  είναι το πάχος του κορμού

- Περί τον z-z όταν ικανοποιείται το εξής κριτήριο :

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{\mu 0}}$$

- Για την περίπτωση συγκολλητών και ελατών ισόπελμων διατομών τύπου I και H πρέπει να ισχύει :

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} (1-n) / (1-0,5\alpha) \text{ αλλά } M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd}$$

όπου το  $\alpha = (A-2b\cdot t_f)/A$ , όμως  $\alpha \leq 0,5$  και  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

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

- Για την περίπτωση που έχουμε διαξονική κάμψη με αξονική μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τον ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

### 3.2.1.7 Κάμψη τέμνουσα και αξονική δύναμη

Κατά παρόμοια λογική με προηγουμένως διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις :

- Αν  $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$ , δεν απαιτείται μείωση στο συνδυασμό ροπών και αξονικών δυνάμεων
- Αν  $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$ , τότε η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής για τους συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με μειωμένη τάση  $(1-\rho) f_y$  επί της επιφάνειας διάτμησης, όπου

$$\rho = \left[ \left( \frac{2 * V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$$

## 3.2.2 Αντοχή Μελών

### 3.2.2.1 Καμπτικός λυγισμός-μέλη υπό θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους θα λαμβάνεται ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{x * A * f_y}{\gamma \mu_1}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{x * A_{eff} * f_y}{\gamma \mu_1}, \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

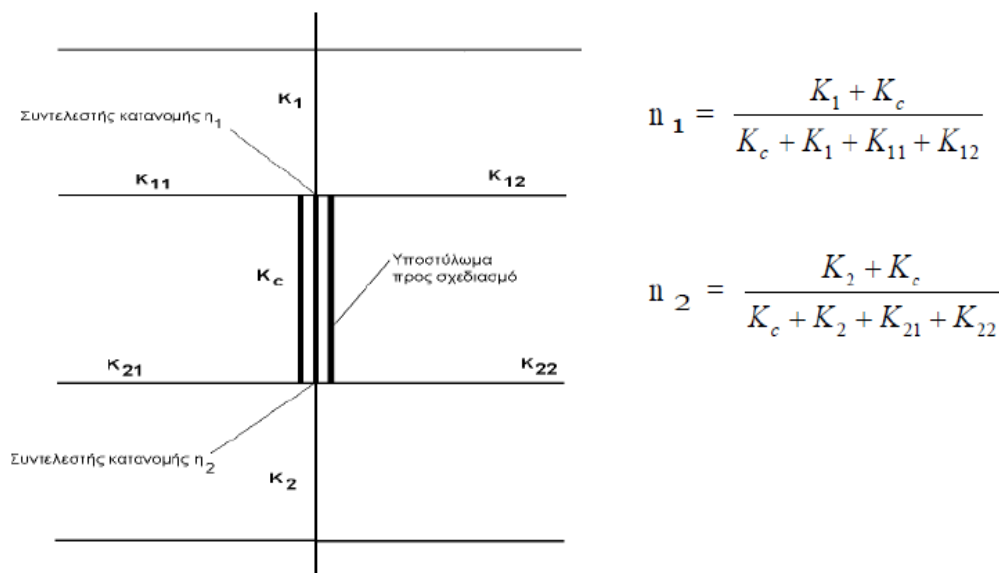
$\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού που δίνεται από τον Πίνακα και προκύπτει αφού υπολογίσουμε την ανοιγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$  (για διατομές κατηγορίας 1,2,3), όπου :

$i = \sqrt{I/A}$  είναι η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα

$\lambda_I = 93.9 \cdot \varepsilon$  είναι η οριακή λυγηρότητα

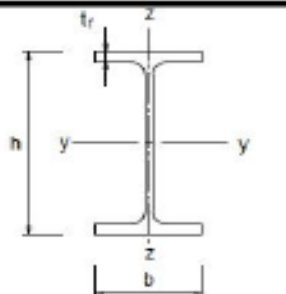
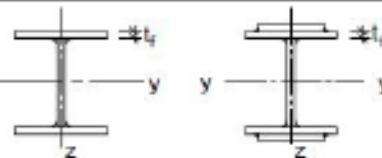

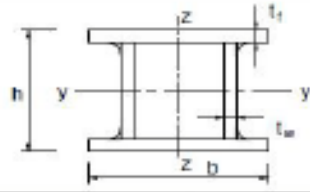
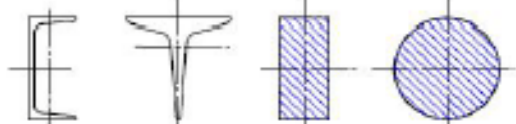
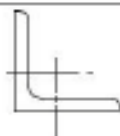
$\varepsilon$  είναι ίσο με  $\sqrt{235/f_y}$  όπου  $f_y$  σε kN/mm<sup>2</sup>

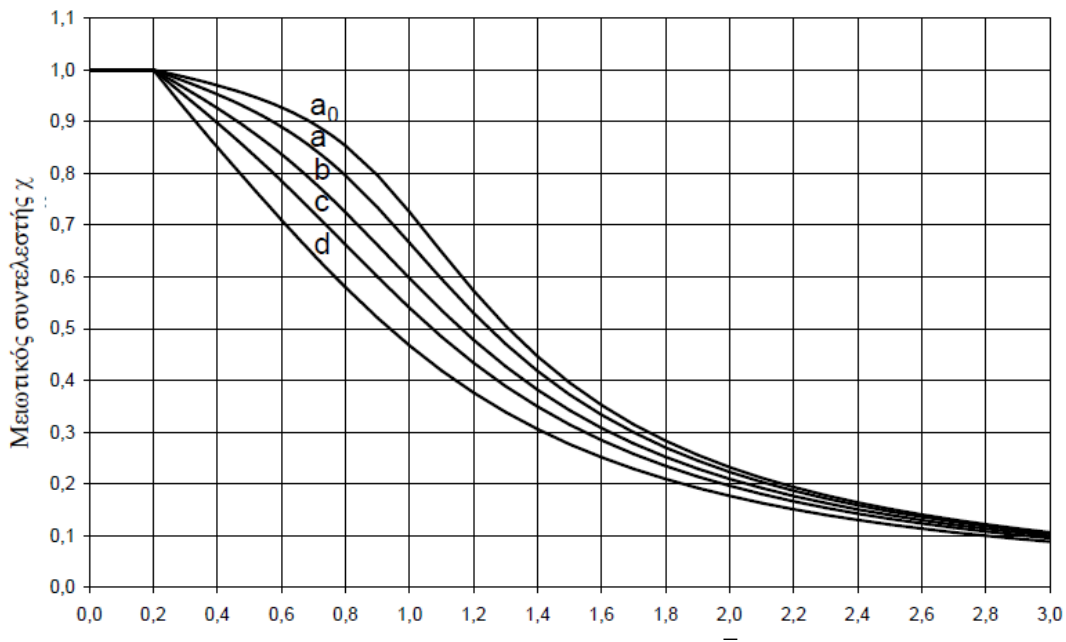
$\lambda = L_{cr}/i$  είναι η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, όπου το  $L_{cr}$  είναι το ισοδύναμο μήκος λυγισμού, στο υπο θεώρηση επίπεδο λυγισμού. Ο ακριβής υπολογισμός του ισοδύναμου μήκους λυγισμού προϋποθέτει την ανάλυση σε ευστάθεια ολόκληρου του φορέα. Με την ανάλυση αυτή υπολογίζονται οι κρίσιμες ιδιομορφές λυγισμού για κάθε μέλος, με τη βοήθεια των οποίων υπολογίζονται στη συνέχεια οι συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $L_{cr}/L$ . Ωστόσο αυτή η διαδικασία είναι χρονοβόρα, όπουτε έχουν προταθεί προσεγγιστικές μέθοδοι υπολογισμού που αξιολογούν τη δυστροπία των άκρων του υποστυλώματος και και προσδιορίζουν τους συντελεστές  $L_{cr}/L$ . Στο παρακάτω σχήμα δίνονται οι τύποι της μεθόδου μέσω της οποίας θα υπολογιστεί ο λόγος  $L_{cr}/L$  για το υπό εξέταση υποστύλωμα :



**Σχήμα 3.1 :** συντελεστές κατανομής  $\eta_1 \eta_2$  για συνεχή υποστυλώματα

Πίνακας 3.5: επιλογή καμπύλης λογισμού για δεδομένο τύπο διατομής

| Διατομή   | Όρια   | Λογισμός<br>περί τον<br>άξονα | Καμπύλη<br>λογισμού              |                |                                  |
|---|--|-------------------------------|----------------------------------|----------------|----------------------------------|
|   |  |                               | S 235<br>S 275<br>S 355<br>S 420 | S 460          |                                  |
|    | $h/b > 1,2$  | y-y<br>z-z                    | $t_f \leq 40$ mm                 | a<br>b         | a <sub>0</sub><br>a <sub>0</sub> |
|   |  |                               | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$   | b<br>c         | a<br>a                           |
|   | $h/b \leq 1,2$   | y-y<br>z-z                    | $t_f \leq 100$ mm                | b<br>c         | a<br>a                           |
|   |  |                               | $t_f > 100$ mm                   | d<br>d         | c<br>c                           |
|    | $t_f \leq 40$ mm   | y-y<br>z-z                    | b<br>c                           | b<br>c         |                                  |
|   | $t_f > 40$ mm  | y-y<br>z-z                    | c<br>d                           | c<br>d         |                                  |
|   | Εν θερμό έλωση   | Κάθε                          | a                                | a <sub>0</sub> |                                  |
|   | Ψυχρή έλωση  | Κάθε                          | c                                | c              |                                  |
|  | Γενικά (εκτός των κατωτέρω)  | Κάθε                          | b                                | b              |                                  |
|   | Μεγάλα πάχη ραφής:<br>$a > 0,5t_f$<br>$b/t_f < 30$<br>$h/t_w < 30$ | Κάθε                          | c                                | c              |                                  |
|  |  | Κάθε                          | c                                | c              |                                  |
|  |  | Κάθε                          | b                                | b              |                                  |



**Σχήμα 3.2 :** εύρεση συντελεστή  $\chi$  μέσω της ανηγμένης λυγηρότητας που είναι στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος

### 3.2.2.2 Πλευρικός λυγισμός-μέλη υπό κάμψη

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού μη εξασφαλισμένης πλευρικά θα λαμβάνεται από τη σχέση :

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{LT} * W_y * f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$W_y = W_{pl,y}$  για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$W_y = W_{el,y}$  για διατομές κατηγορίας 3

$W_y = W_{eff,y}$  για διατομές κατηγορίας 4

$x_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό. Ο υπολογισμός του απαιτεί την εύρεση καμπύλης λυγισμού (συντελεστής ατελειών) και τον προσδιορισμό της ανηγμένης λυγηρότητας:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}}$$

**Πίνακας 3.6 :** συντελεστές ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

| Καμπύλη λυγισμού              | a    | b    | c    | d    |
|-------------------------------|------|------|------|------|
| Συντελεστής ατελειών $\alpha$ | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

**Πίνακας 3.7 : καμπύλες πλευρικού λυγισμού**

| Διατομή                | Όρια         | Καμπύλη λυγισμού |
|------------------------|--------------|------------------|
| Ελατές διατομές I      | $h/b \leq 2$ | a                |
|                        | $h/b > 2$    | b                |
| Συγκολλητές διατομές I | $h/b \leq 2$ | c                |
|                        | $h/b > 2$    | d                |
| Άλλες διατομές         | -            | d                |

Παρακάτω δίνεται ο απλοποιημένος τύπος υπολογισμού της  $M_{cr}$  για την περίπτωση που  $z_g=z_j$   
 $=0$ (δοκοί διπλής συμμετρίας, όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής)

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Για λυγηρότητα  $\lambda_{LT} < 0,2$  ή για  $M_{Ed}/M_{cr} < 0,04$  οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής. Επίσης όταν μια δοκός είναι πλήρως εξασφαλισμένη πλευρικά, δεν χρειάζεται έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό.

### 3.2.2.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός- μελών υπό κάμψη και αξονική θλίψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω σχέσεις:

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

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Όπου:

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$ : είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους,  
 $\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$ : είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα σύμφωνα για διατομές κατηγορίας 4

$\chi_y$  και  $\chi_z$ : είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$\chi_{LT}$ : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ : είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης(υπάρχουν 2 μέθοδοι υπολογισμού τους)



**Πίνακας 3.8 : Τιμές για  $N_{R,k} = f_y A_i$ ,  $M_{i,Rk} = f_y W_i$  και  $\Delta M_{i,Ed}$**

| Κατηγορία         | 1          | 2          | 3          | 4                |
|-------------------|------------|------------|------------|------------------|
| $A_i$             | A          | A          | A          | $A_{eff}$        |
| $W_y$             | $W_{pl,y}$ | $W_{pl,y}$ | $W_{el,y}$ | $W_{eff,y}$      |
| $W_z$             | $W_{pl,z}$ | $W_{pl,z}$ | $W_{el,z}$ | $W_{eff,z}$      |
| $\Delta M_{y,Ed}$ | 0          | 0          | 0          | $e_{N,y} N_{Ed}$ |
| $\Delta M_{z,Ed}$ | 0          | 0          | 0          | $e_{N,z} N_{Ed}$ |

### 3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Πέραν των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία ασχολείται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι μετατοπίσεις σχετίζονται περισσότερο με τη *δυσκαμψία* του φορέα και όχι με την αντοχή του.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και τη σύγκριση τους με κάποια επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για μη βατές στέγες δεν είναι το ίδιο αυστηρά με τα όρια βελών που εφαρμόζονται για τα δάπεδα. Το συνολικό βέλος αποτελείται από τρεις επιμέρους συνιστώσες :  $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$ , όπου

$\delta_1$  το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

$\delta_2$  το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

$\delta_0$  το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 3.9:

**Πίνακας 3.9 : Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης**

| $\delta_{max}$            | $\delta_2$ |       |
|---------------------------|------------|-------|
| Μη βατές στέγες           | L/200      | L/250 |
| Πατώματα και βατές στέγες | L/250      | L/300 |

Για τα όρια των οριζόντιων μετακινήσεων ισχύουν οι παρακάτω τιμές

- Μονώροφα χωρίς γερανογέφυρες  $u \leq H/150$  ( $u$  οριζόντια μετακίνηση και  $H$  ύψος κτιρίου)
- Μονώροφα με γερανογέφυρες (πρότυπο EN 1993-6)
- Πολυώροφα : δεν προβλέπονται όρια μετακινήσεων πλην της περίπτωσης του σεισμού, όπου ισχύουν οι διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού. Ο μελετητής θα πρέπει να αξιολογήσει το μέγεθος των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων υπό τα φορτία λειτουργίας (περιορισμός βλαβών ) και να εξετάσει τις επιρροές 2ας τάξης.

### 3.4 Έλεγχος μελών φορέα

#### 3.4.1 Έλεγχος δευτερεύουσων δοκών

##### ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ

Το σκυρόδεμα εντός των αυλακώσεων ο οπλισμός και το χαλυβδόφυλλο αγνοούνται στους υπολογισμούς των ροπών αντοχής και ροπών αδράνειας αλλά λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του βάρους(το βάρος της πλάκας, του χαλυβδόφυλλου και του οπλισμού υπολογίζονται απ' το πρόγραμμα SYMDECK όπου έγινε η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας). Θα εξεταστούν αμφιέριστες δοκοί φορέων χωρίς πλαισιακή λειτουργία οι οποίες δεν συμβάλλουν στην παραλαβή της σεισμικής έντασης. Παίρνουν μόνο κατακόρυφα φορτία και τα σεισμικά παραλαμβάνονται από το σύστημα των κατακόρυφων συνδέσμων.

Η σύμμικτη δοκός μήκους 6m, αποτελείται από σιδηροδοκό HEA140 χάλυβα ποιότητας S275( $E_s=210\text{Gpa}$ ) και πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C25/30( $E_{cm}=30.5\text{Gpa}$ ), πάχους 0.77m(πάνω απ' το χαλυβδόφυλλο) συνεργαζόμενου πλάτους  $be=1/4=1,5\text{m} \leq b$ . Η μακροχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ως  $E=E_{cm}/2=15,25\text{Gpa}$  ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα ερπυσμού και συστολής ξήρανσης. Παρακάτω δίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού και της σύμμικτης δοκού που απαιτούνται για τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας:

Σιδηροδοκός(HEA140):

1.  $h=0,133\text{m}$ ,  $b=0,14\text{m}$
2.  $A=31,42\text{ cm}^2$
3.  $I_y=1033\text{ cm}^4$
4.  $A_{vz}=10,12\text{ cm}^2$
5.  $W_{pl,y}=173,5\text{ cm}^3$ ,  $M_{a,pl}= W_{pl,y} * f_{yd} =47,71\text{kNm}$

### Κατάταξη σύμμικτης δοκού

Θετικές ροπές

1. Πέλμα: Το πέλμα της σιδηροδοκού συνδέεται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος. Όλη η διατομή της σιδηροδοκού εφελκύεται όπως αποδεικνύεται παρακάτω. Επομένως, το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

2. Κορμός:

Έστω ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε:

Θέση Κ.Β. σιδηροδοκού:  $z_a=0,2165\text{m}$

Ολιπτική δύναμη:  $D=b \cdot z_0 \cdot f_{cd} = (2,5/1,5) \cdot 150 \cdot z_0$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z=A_a \cdot f_{yd} = 31,42 \cdot 27,5/1,00 = 864,05\text{kN}$

Άρα,  $z_0=3,46\text{cm} < d=7,7\text{cm}$  ορθή υπόθεση. Συνεπώς, ολόκληρος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό.

Τελικώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Η δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός είναι η ενδιάμεση δοκός που βρίσκεται στο χώρο του κλιμακοστασίου ( $Q=3,50\text{kN/m}^2$ )

Τα χαλυβδόφυλλα είναι κάθετα στον άξονα της δοκού.

Α).ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ → παραλαβή φορτίων από τη σιδηροδοκό(HEA140). Προσωρινές στηρίξεις έχουν τοποθετηθεί → συνεχής 2 ίσων ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 6,00 m ( $L=3,00\text{ m}$  το κάθε άνοιγμα)

Ροπές :  $M(x) = 1/24 \cdot (12 \cdot G_{Ed} \cdot x^2 - 9 \cdot G_{Ed} \cdot L \cdot x)$

Τέμνουσες :  $V(x) = 1/24 \cdot (24 \cdot G_{Ed} \cdot x - 9 \cdot G_{Ed} \cdot L)$

Κατακόρυφα βέλη :  $\delta(X) = \frac{1}{24 \cdot E \cdot I_y} \cdot (G_{Ed} \cdot x^4 - \frac{3 \cdot G_{Ed} \cdot l \cdot x^3}{2} + \frac{G_{Ed} \cdot l^3 \cdot x}{2})$ , όπου

αποδεικνύεται ότι  $\delta_{\max} = \frac{G_{Ed} \cdot L^4}{192,8 \cdot E \cdot I_y}$  και εμφανίζεται εντός των δυο ανοιγμάτων(στην ενδιάμεση

και στις ακραίες στηρίξεις ασφαλώς τα βέλη είναι μηδέν)

Τα φορτία μας είναι :

Ίδιο βάρος σιδηροδοκού  $G_a = 24,7 \cdot 9,81 \cdot 10^{(-3)} = 0,24\text{kN/m}$

Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος  $G_l = 2,73\text{kN/m}^2 \cdot 2,50\text{m} = 6,825\text{kN/m}$

#### • Ο.Κ.Α

-Έλεγχος ευστάθειας → Τα χαλυβδόφυλλα είναι συνδεδεμένα κατάλληλα με το άνω πέλμα της σιδηροδοκού και προσφέρουν σ' αυτή πλευρική στήριξη, πράγμα που έχει ευεργετικές συνέπειες στον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Επιπλέον η πλάκα συνδέεται πλήρως διατμητικά με τη δοκό HEA140 η οποία έχει ύψος  $h=133\text{mm}$  και ποιότητα χάλυβα S275 άρα δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον πίνακα μέγιστων υψών σιδηροδοκών για τα οποία δεν απαιτείται έλεγχος.

-Έλεγχος αντοχής :

$G_{Ed} = 1,35 \cdot (G_a + G_l) = 9,54\text{kN/m}$

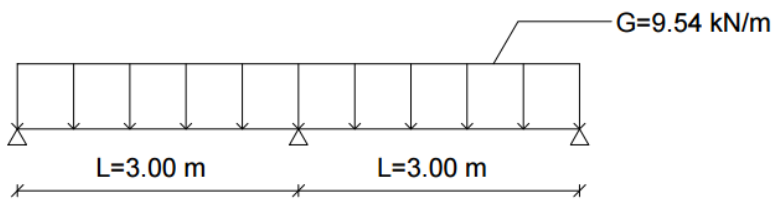
$M_{Ed}(\max) = M_{Ed}(1,125\text{m}) = 12,58\text{kN} \cdot \text{m}$

$V_{Ed}(\max) = V_{Ed}(3,00\text{m}) = 18,89\text{kN}$  (μέγιστη τέμνουσα στην ενδιάμεση στήριξη → αντίδραση στήριξης)

$V_{\sigma\eta\rho} = 2 \cdot V_{Ed} = 2 \cdot 18,89 = 35,78\text{kN}$

$M_{pl,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot f_y / \gamma_{mo} = (173,5\text{cm}^3 \cdot 27,5\text{kN/m}^2) / 1,00 = 47,71\text{kN/m} > M_{Ed}(\max)$

$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{m2}) = (10,12\text{cm}^2 \cdot 27,5\text{kN/m}^2) / (\sqrt{3} \cdot 1,25) = 128,54\text{kN} > V_{Ed}(\max)$



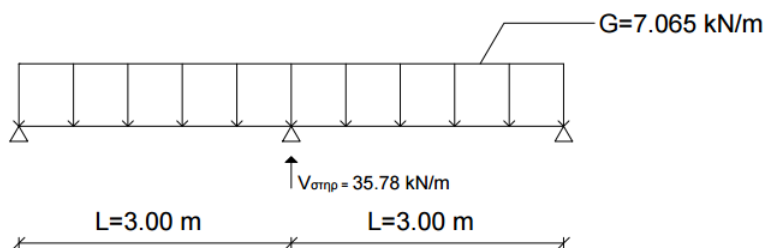
**Σχήμα 3.3 : δευτερεύουσα δοκός -φάση κατασκευής-Ο.Κ.Α.**

- Ο.Κ.Α.

Βέλη  $\delta_I = \delta_I(G_a, G_I)$

$G_{Ed} = (G_a + G_I) = 7.065 \text{ kN/m}$

$\delta_I = \delta_I(G_a, G_I) \rightarrow \delta_I(\text{max}) = \delta_I(1.73 \text{ m}) = 0.141 \text{ cm} < \delta_{\text{επ}} = L/250 = 300 \text{ cm}/250 = 1.20 \text{ cm}$



**Σχήμα 3.4 : δευτερεύουσα δοκός -φάση κατασκευής-Ο.Κ.Α.**

**Β).ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ** → παραλαβή φορτίων από τη σύμμικτη δοκό (εκτός της τέμνουσας που παραλαμβάνεται μόνο από τη σιδηροδοκό)

Θεωρώ ότι στη ανάληψη φορτίων συμμετέχει το πάχος πλάκας που βρίσκεται άνω του χαλυβδόφυλλου, δηλαδή τα 7.7 cm από τα συνολικά 15 cm.

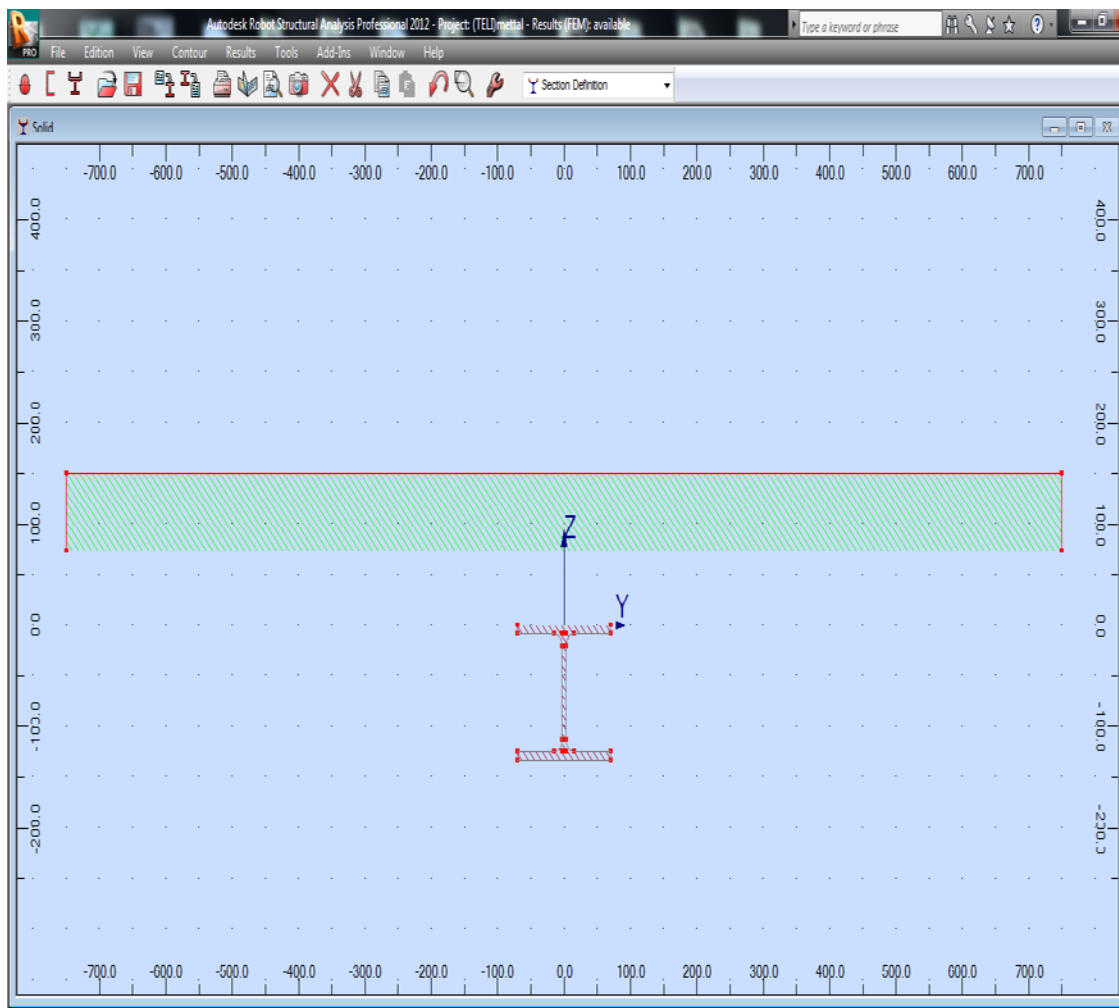
Προσωρινές στηρίξεις έχουν αφαιρεθεί → στατικό σύστημα : αμφιέριστη μήκους 6.00m

Ροπές  $M_{\text{max}} = (G_{Ed} * L^2) / 8$  (στο μέσον της δοκού)

Τέμνουσες  $V_{\text{max}} = G_{Ed} * L / 2$  (στα άκρα της δοκού)

Κατακόρυφα βέλη  $\delta_{\text{max}} = \frac{5}{384 * E * I_y} * G_{Ed} * L^4$

$b_{\text{eff}} = l/4 = 6/4 = 1.50 \text{ m} < b = 2.50 \text{ m}$  (απόσταση μεταξύ των δοκών → δευτερεύουσες δοκοί είναι τοποθετημένες ανα 2.50 m )



**Σχήμα 3.5 :** δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός στη φάση λειτουργίας(σύμμικτη δοκός)

Τα φορτία μας είναι :

Ίδιο βάρος σιδηροδοκού  $G_{\alpha}=24,7*9,81*10^{-3}=0.24\text{kN/m}$

Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος  $G_1=2.73\text{kN/m}^2*2.50\text{m}=6.825\text{kN/m}$

Πρόσθετα μόνιμα  $G_2=3.5\text{kN/m}^2*2.50\text{ m}= 8.75\text{kN/m}$

Κινητά  $Q=3.50\text{kn/m}^2*2.50\text{ m}= 8.75\text{ kN/m}$

- Ο.Κ.Α.

-Ελεγχοι ευστάθειας → δεν χρειάζεται, καθώς το θλιβόμενο άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά από την πλάκα , με την οποία συνδέεται μέσω διατμητικών ήλων

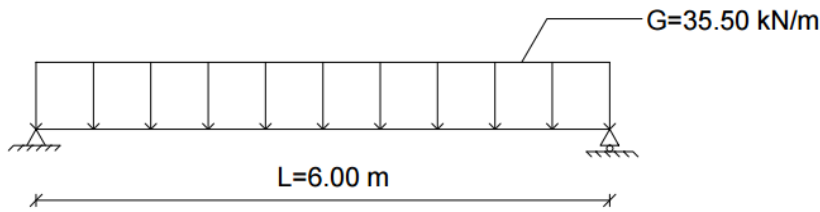
-Ελεγχοι αντοχής

$G_{Ed}=1.35*(G_{\alpha}+ G_1+G_2)+1.50*Q=35.50\text{kN/m}$

$M_{Ed(max)}=M_{Ed}(3.00\text{m})=159.75\text{ kN*m}$

$V_{Ed(max)}=V_{Ed}(0,00\text{m})=V_{Ed}(6.00\text{m})= 106.5\text{ kN}$

Η τέμνουσα παραλαμβάνεται από τη σιδηροδοκό μόνο, όπως και στη φάση κατασκευής, οπότε η αντοχή σε τέμνουσα δεν αλλάζει σε σχέση με τη φάση λειτουργίας. Ωστόσο λόγω διαφορετικού στατικού συστήματος και ύπαρξης επιπλέον φορτίων αλλάζει η δρώσα τέμνουσα. Αυτός είναι και ο λόγος που πραγματοποιούμε ξανά τον έλεγχο.



**Σχήμα 3.6 : δευτερεύουσα δοκός -φάση λειτουργίας-Ο.Κ.Α.**

$$P_{za}=A_a * f_{ya}=31.42\text{cm}^2 * 27.5\text{kN/cm}^2=864.05\text{kN}=P_{dc}=z_e * b_{eff} * 0.85 * f_{cd} \rightarrow$$

$$z_e=4.07\text{cm} < 7.7\text{ cm} \text{ (είναι οντως εντός του παχους της πλάκας ο ουδέτερος άξονας)}$$

$$M_{pl,Rd}=P_{za} * (h * 0.5 + h_{\pi\lambda\iota\omicron\tau} - z_e * 0.5)=864.05 * (0.5 * 13.3 + 15 - 4.07 * 0.5)=169.5\text{ kN} > M_{Ed} \quad (\text{η αντοχή σε}$$

τέμνουσα είναι ίδια με τη φάση κατασκευής, αφού τέμνουσα

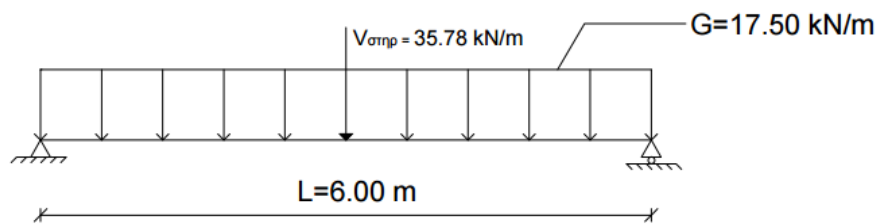
παραλαμβάνεται μόνο από τη σιδηροδοκό)

$$V_{pl,Rd}=A_v * f_y / \sqrt{3} * \gamma_{\mu 2}=(10.12\text{cm}^2 * 27.5\text{kN/m}^2) / \sqrt{3} * 1.25=128.54\text{kN} > V_{Ed}$$

- Ο.Κ.Α.

-Συνολικά βέλη  $\delta_{tot}=\delta_1'+\delta_2$ ,

$\delta_1$  έχει υπολογιστεί από τη φάση κατασκευής για τη σιδηροδοκό,  $\delta_1=0.141\text{ cm}$ . Όμως το βέλος αυτό αναπτύσσεται εντός του ανοίγματος και δεν έχει νόημα να προστεθεί με τα πρόσθετα βέλη της φάσης λειτουργίας. Αντί αυτού για τα φορτία της φάσης λειτουργίας ( $G_l, G_a$ ) υπολογίζουμε τι αντίδραση αναπτύσσεται στην προσωρινή ενδιάμεση στήριξη. Μόλις αφαιρέσουμε τη στήριξη αυτή θεωρούμε ότι στη σύμμικτη δοκό πλέον ασκείται ίση και αντίθετη δύναμη που δημιουργεί ένταση και βέλη στη δοκό. Η αντίδραση στήριξης έχει υπολογιστεί από τη φάση λειτουργίας  $V_{στηρ.}=2 * V_{Ed}=2 * 18.89=35.78\text{ kN}$ ,  $L=6.00\text{m}$  (έχει αφαιρεθεί η ενδιάμεση στήριξη)



**Σχήμα 3.7 : δευτερεύουσα δοκός -φάση λειτουργίας-Ο.Κ.Α.**

$$\delta_1'=(V_{στηρ} * L ** 3) / (48 * E_{cm} * I_y)=0.47\text{ cm}$$

$$E_{cm}=210\text{ GPa}$$

Πρόσθετα βέλη κατά τη φάση λειτουργίας  $\delta_2=\delta_{21}+\delta_{22}$ , όπου :

$\delta_{21}=\delta_{21}(G_2)$  με  $E_{cm}/2$  και  $\delta_{22}=\delta_{22}(Q)$  με  $E_{cm}$  και αφορούν τη σύμμικτη δοκό

$$I_y=I_{y\text{σύμμικτης}}=I_{y\text{σιδηρ.}} + A_{\text{σιδ.}} * (y_{\text{σιδ.}} - y_{\text{σύμμικτ}}) ** 2 + A_{\text{πλακ.}} * (y_{\text{πλακ.}} - y_{\text{σύμμικτ}}) ** 2=16431.14\text{ cm}^4$$

$$\delta_{21}(G_2) = (G_2 * 5 * I^{*4}) / (384 * E_{cm} / 2 * I_y) = 0.86 \text{ cm} \text{ , αφού είναι αμφιέριστη}$$

$$\delta_{22}(Q) = (Q * 5 * I^{*4}) / (384 * E_{cm} * I_y) = 0.43 \text{ cm} \text{ , αφού είναι αμφιέριστη}$$

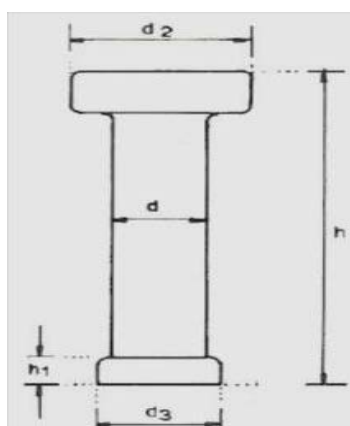
Βέλη λόγω κινητών φορτίων :  $\delta_{22}(Q) = 0.43 \text{ cm} < \delta_{2επ} = L/300 = 600 \text{ cm} / 300 = 2.00 \text{ cm}$   
 $\delta_2 = \delta_{21} + \delta_{22} = 0.86 + 0.43 = 1.29 \text{ cm}$   
 $\delta_{tot} = \delta_1' + \delta_2 = 0.47 + 1.29 = 1.76 \text{ cm} < \delta_{totεπ} = L/250 = 600 \text{ cm} / 250 = 2.40 \text{ cm}$

### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και πέλματος σκυροδέματος εξασφαλίζεται μέσω διάταξης διατμητικών συνδέσμων, ο οποίοι μεταφέρουν τη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δυο υλικών. Ως διατμητικούς συνδέσμους θα χρησιμοποιήσουμε ήλους κεφαλής. Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό. Οι διαστάσεις και οι αποστάσεις των ήλων επιλέγονται ώστε να ικανοποιούν ορισμένες απαιτήσεις.

**Πίνακας 3.10 : Διαστάσεις ήλων κεφαλής**

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



**Σχήμα 3.8 : γεωμετρία διατμητικού ήλου**

ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ(HEA140 με σύμμικτες πλάκες όπου το χαλυβδόφυλλο είναι κάθετο στη σιδηροδοκό)

• ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΗΛΩΝ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΕΩΝ

Οι ήλοι είναι ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής  $f_u=450\text{MPa}$ , ύψους  $h=125\text{mm}$ (ώστε  $h_l=125\text{mm}-73\text{mm}=52\text{mm}>30\text{mm}$  και η απόσταση από τη κεφαλή του ήλου μέχρι το άνω άκρο της πλάκας να είναι  $150-125=25\text{mm}>20\text{mm}$ ) και διαμέτρου κορμού  $d=19\text{mm}$  ( $<2.5*t_f=2.5*8.5=21.25\text{mm}$ ). Οι ήλοι θα συγκολληθούν διαμέσου των φύλλων οπότε θα πρέπει  $d\leq 20\text{mm}$ ( $d=19\text{mm}<20\text{mm}$ ). Ο αριθμός των ήλων στη δοκό εξασφαλίζει πλήρη διατμητική σύνδεση. Επιλέγω να τοποθετήσω τους ήλους σε 2 σειρές, αφήνοντας δεξιά και αριστερά των ήλων την ελάχιστη επικάλυψη που απαιτείται, δηλαδή  $c=20\text{mm}$ . Έτσι η εγκάρσια απόσταση των ήλων διαμορφώνεται στα  $81\text{mm}$ . Συγκεκριμένα  $e_T=b-(c+c+d/2+d/2)=140-(20+20+19/2+19/2)=81\text{mm}$  και πληρούνται οι συνθήκες όπως πρέπει:

$$e_T=81\text{mm} \geq 4*d=4*19=76\text{mm}$$

$$b_o > 50\text{mm}$$

$$(h_{sc}-h_p)= 126 -73 =53\text{mm} >2*d=2*19= 38\text{mm} \text{ όπου :}$$

$$h_{sp}=h_{\eta\lambda\omicron\upsilon}+t_{\chi\alpha\lambda\upsilon\beta\delta\omicron\varphi\upsilon\lambda\lambda\omicron\upsilon}=125\text{mm}+1\text{mm}=126\text{mm}$$

$$h_p=\text{συνολικό ύψος χαλυβδόφυλλου που είναι }73\text{mm}$$

• ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΔΡΩΣΑΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού για  $M=M_{pl,Rd,f}$  είναι  $P_{dc}=864.05\text{ kN}$  και υπολογίστηκε σύμφωνα με την πλαστική θεωρία η οποία επιτρέπεται μόνο για κρίσιμες διατομές κατηγορίας 1 ή 2 και δίνει την διαμήκη διάτμηση σε όρους διατμητικής σύνδεσης. Στην περίπτωση μας κρίσιμες διατομές είναι οι ακραίες(θέσεις στηρίξεων) και η μεσαία διατομή(θέση μέγιστης θετικής ροπής).Στις ακραίες διατομές η διατμητική δύναμη είναι  $V_l^0=0$  ενώ στη μεσαία διατομή είναι

$$V_l^+ = \min(F_a, F_c+F_s) \approx F_c, \text{ όπου :}$$

$$F_a=A_a*f_{yd} \text{ : της σιδηροδοκού}$$

$$F_c=A_c*f_{cd} \text{ : της πλάκας σκυροδέματος}$$

$$F_s=A_s*f_{sd} \text{ : του θλιβόμενου οπλισμού της πλάκας (τον αγνοώ, είναι άλλωστε υπέρ της ασφαλείας)}$$

Επομένως η απαιτούμενη διαμήκης διατμητική αντοχή για πλήρη διατμητική σύνδεση, στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σκυροδέματος, απ' το μέσο της δοκού έως τη στήριξη είναι  $V_l=P_{dc}=864.05\text{ kN}$

• ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΗΛΩΝ

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις:

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση του κορμού του ήλου: } P_{Rd}=0,80*f_u*\pi*0,25*d^2/\gamma_v=81.6\text{kN/ήλο}$$

$$\text{Αντοχή σκυροδέματος: } P_{Rd}=0.29*\alpha*d^2*\sqrt{f_{ck}}*E_{cm}/\gamma_v=191.9\text{kN/ήλο.}$$

Όπου

$$d=\text{διάμετρος κορμού του ήλου}$$

$$f_u=\text{ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου (το πολύ }500\text{ MPa)}$$

$$f_{vk}, E_{cm} = \text{θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος}$$

$$h/d=125/19=6.58>4 \rightarrow \alpha=1$$

$$h = \text{ύψος ήλου}$$

$$\gamma_v= 1,25 \text{ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας}$$

Άρα, η αντοχή ενός ήλου είναι  $P_{Rd}=81.6\text{kN}$ .



Μειωτικός συντελεστής για φύλλα με αυλακώσεις κάθετες στη δοκό :

$$k_r = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) = 0,35 \leq k_{max} = 0.80 \quad \text{για συγκόλληση διαμέσου των φύλλων}$$

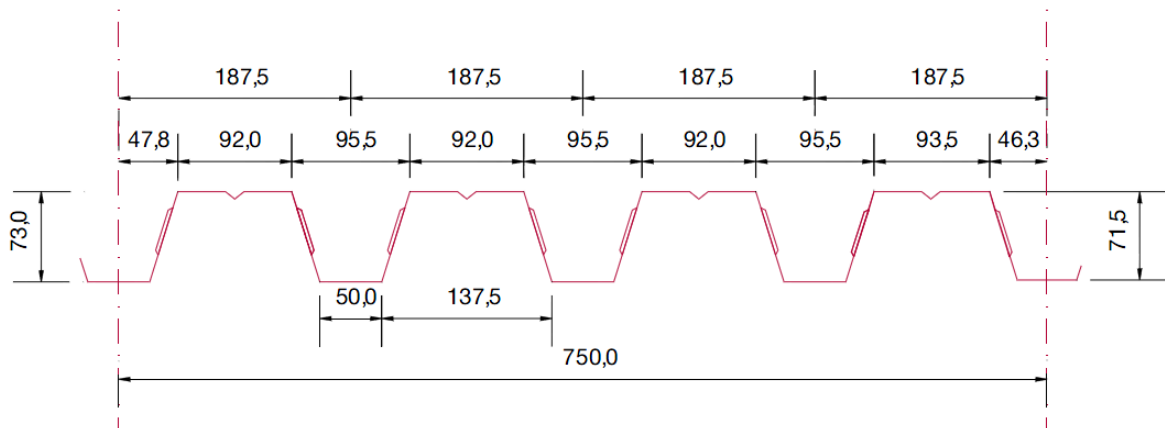
Όπου:

$$h_p = 73 \text{ mm} < 85 \text{ mm}$$

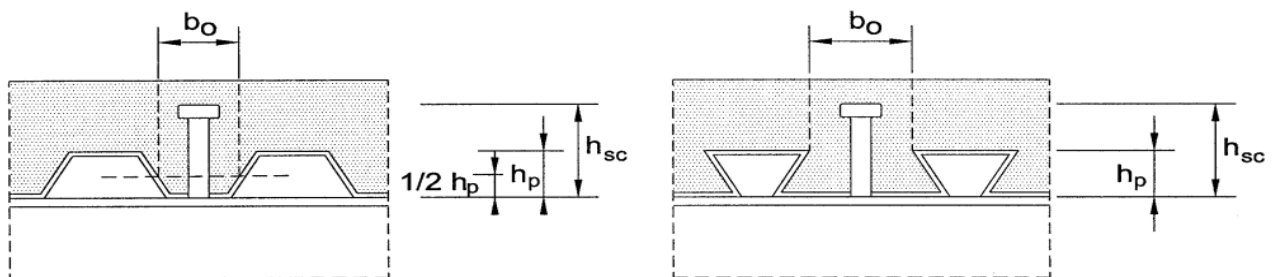
$$h = 125 \text{ mm}$$

$$n_r = 2 \text{ (τοποθετήθηκαν σε 2 σειρές)}$$

$$b_0 = 50 + (95.5 - 50) * 0.5 = 72.75 \text{ mm} < h_p = 73 \text{ mm} \rightarrow b_0 = h_p = 73 \text{ mm (όπως προκύπτει από τα παρακάτω σχήματα)}$$



Σχήμα 3.9 : Διαστάσεις για χαλυβδόφυλλο symdeck 73



Σχήμα 3.10 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

Το  $k_{t,max}$  προέκυψε σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 3.11: Άνω όρια  $k_{t,max}$  για τον μειωτικό συντελεστή  $k_t$**

| Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νεύρωση | Πάχος $t$ του χαλύβδινου φύλλου (mm) | Ήλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου | Χαλυβδόφυλλο με σπές και ήλοι διαμέτρου 19 mm ή 22 mm |
|--------------------------------------|--------------------------------------|--|---|
| $N_r = 1$                            | $\leq 1,0$                           | 0,85   | 0,75  |
|                                      | $> 1,0$                              | 1,0  | 0,75  |
| $N_r = 2$                            | $\leq 1,0$                           | 0,70   | 0,60  |
|                                      | $> 1,0$                              | 0,8  | 0,60  |

άρα  $P_{Rd}=0,35*81.6=28.56$  kN.

• ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΗΛΩΝ ΓΙΑ ΠΛΗΡΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Ο αριθμός των απαιτούμενων ήλων προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση με τρόπο ώστε να καλύπτεται η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια σκυροδέματος –σιδηροδοκού. Οι ήλοι μπορούν να ισοκατανέμονται εντός των διαστημάτων μεταξύ κρίσιμων διατομών υπό κάποιες προϋποθέσεις. Ωστόσο μια εκ των προϋποθέσεων δεν πληρείται ,αφού

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{169.5}{47.71} = 3.55 > 2.5$$

Έτσι θα πρέπει να γίνει πύκνωση στο μέσον μεταξύ των αρχικών κρίσιμων διατομών.

Στο μέσον της δοκού  $M_{Ed}=159.75$  kN\*m

Στα 1/4 της δοκού  $M_{Ed}=119.81$  kN. Ο λόγος των ροπών είναι  $119.81/159.75=0.75$

Θεωρώ ότι η ίδια αναλογία ισχύει για τις πλαστικές ροπές αντοχής, επομένως και για τη διαμήκη διάτμηση.

Στο μέσον της δοκού συνολική διαμήκης διάτμηση  $P_{dc}=864.05$  kN

Άρα στα L/4 της δοκού  $P_{dc}=864.05 * 0.75= 648.04$  kN.

➤ Από 0 έως L/4 οι ήλοι παραλαμβάνουν δύναμη  $P_{dc}= 648.04$  kN

$$n = \frac{V_{l,Ed}}{P_{Rd}} = \frac{648.04}{28.56} = 22.69 \text{ ήλοι. Τοποθετώ τους ήλους σε 2 σειρές οπότε τελικά βάζω 24 ήλους(12$$

σε κάθε σειρά) στα πρώτα L/4 =1500 mm της δοκού. Άρα τους τοποθετώ ανά  $e_L=1500/12=125$  mm

➤ Από L/4 έως L/2 οι ήλοι παραλαμβάνουν δύναμη  $P_{dc}= 216.69$  kN

$$n = \frac{V_{l,Ed}}{P_{Rd}} = \frac{216.69}{28.56} = 7.58 \text{ ήλοι. Τοποθετώ 8 ήλους(4 σε κάθε σειρά) στο δεύτερο τέταρτο της$$

δοκού. Άρα τους τοποθετώ ανά  $e_L=1500/4=375$  mm.

Για τη διαμήκη απόσταση μεταξύ ήλων πρέπει ικανοποιούνται όπως πρέπει οι εξής προϋποθέσεις :

$$e_L \leq 6*(hc+hp)=6*(150+73)=1338 \text{ mm} \text{ και } e_L \leq 800\text{mm} \rightarrow e_L \leq 800 \text{ mm}$$

$$e_L \geq 5*d=5*19=95 \text{ mm}$$

**Πίνακας 3.12 : περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων**

|  | $min e_L$ | $max e_L$                              | $min e_T$ | $min c$   | $min(h_{sc}-h_p)$ | $min b_0$ | $min h_f$ |
|--|-----------|--|-----------|---|-------------------|-----------|-----------|
| Ολόσωμες πλάκες  | 5d        | $\leq 6 hc$<br>$\leq 800\text{mm}$     | 2,5d      | 20mm ότι<br>ισχύει για<br>οπλισμό<br>μείον<br>5mm | -                 | -         | 30mm      |
| Σύμμικτες πλάκες<br>(χαλυβδόφυλλο<br>κάθετο στη<br>σιδηροδοκό) |           | $\leq 6(hc+hp)$<br>$\leq 800\text{mm}$ | 4d        |   | 2d                | 50mm      |           |

### 3.4.1.6 Πρόβλεψη ρηγματώσεων

Στις εφελκόμενες ζώνες εντός του συνεργαζόμενου πλάτους τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός :

$$A_s = 4/1000 * A_c \text{ για δοκούς με προσωρινή στήριξη}$$

$$A_s = 2/1000 * A_c \text{ για δοκούς χωρίς προσωρινή στήριξη όπου}$$

$$A_c = \text{εμβαδόν σκυροδέματος πλάκας εντός συνεργαζόμενου πλάτους}$$

Στη περίπτωση των δευτερεύουσων δοκών θεωρώ ισοδύναμο πάχος πλάκας 0.077 m και συνεργαζόμενο πλάτος  $l/4 = 6.00/4 = 1.50\text{m}$ , οπότε προκύπτει εμβαδόν σκυροδέματος

$$A_c = 0.077 * 1.50 = 0.1155 \text{ m}^2 = 1155 \text{ cm}^2$$

Δεδομένου ότι η δοκός υποστηρίζεται στη φάση κατασκευής, απαιτείται άνω διαμήκης οπλισμός  $\rho = 0,4\% * A_c = (4 * 1155) / 1000 = 4.62 \text{ cm}^2$  ή  $A_s = 3.08 \text{ cm}^2/\text{m}$  εντός του συνεργαζόμενου πλάτους. Ο οπλισμός τοποθετείται σε μήκος  $l/4 = 6.00/4 = 1.50$  μέτρα εκατέρωθεν των στηρίξεων.

### 3.4.2 Έλεγχος κύριων δοκών

Ο οπλισμός και το χαλυβδόφυλλο αγνοούνται στους υπολογισμούς των ροπών αντοχής και ροπών αδράνειας αλλά λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του βάρους. Θα εξεταστούν αμφιέριστες δοκοί φορέων χωρίς πλαισιακή λειτουργία οι οποίες δεν συμβάλλουν στην παραλαβή της σεισμικής έντασης. Παίρνουν μόνο κατακόρυφα φορτία και τα σεισμικά παραλαμβάνονται από το σύστημα των κατακόρυφων συνδέσμων.

Παρακάτω δίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού και της σύμμικτης δοκού που απαιτούνται για τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας:

Σιδηροδοκός (HEA180):

$$1. h = 0,171\text{m}, b = 0,18\text{m}$$

$$2. A = 45,25 \text{ cm}^2$$

$$3. I_y = 2510 \text{ cm}^4$$

$$4. A_{vz} = 14,47 \text{ cm}^2$$

$$5. W_{pl,y} = 324.9 \text{ cm}^3, M_{a,pl} = W_{pl,y} * f_{yd} = 89,35 \text{ kNm}$$

## ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ

Η δυσμενέστερη είναι η ενδιάμεση δοκός και βρίσκεται στο χώρο εκτός του κλιμακοστασίου ( $Q=2.00\text{kN/m}^2$ ). Στο μέσον της πατάνε 2 εκατέρωθεν δευτερεύουσες δοκοί και της μεταφέρουν τις αντιδράσεις στήριξης που ασκούνται στα άκρα τους.

Τα χαλυβδόφυλλα είναι παράλληλα στον άξονα της δοκού.

Α).ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ → παραλαβή φορτίων από τη σιδηροδοκό (HEA180)

Προσωρινές στηρίξεις έχουν τοποθετηθεί στις κύριες δοκούς → κύρια δοκός συνεχής 2 ίσων ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 5,00 m (μήκος κάθε ανοίγματος 2.50 m)

Προσωρινές στηρίξεις έχουν τοποθετηθεί και στις δευτερεύουσες δοκούς → δευτερεύουσες δοκοί είναι συνεχείς 2 ίσων ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 6,00 m (μήκος κάθε ανοίγματος 3.00 m)

Τα φορτία μας είναι :

Ίδιο βάρος σιδηροδοκού  $G=0.348\text{ kN/m}$  : ομοιόμορφο κατανεμημένο επί της κύριας δοκού

Στις δευτερεύουσες δοκούς ασκούνται :

Ίδιο βάρος δευτερευουσών  $G_a=0.24\text{ kN/m}$

Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος  $G_l=2.73\text{ kN/m}^2 \cdot 2.50\text{ m}=6.825\text{ kN/m}$

### • Ο.Κ.Α

-Έλεγχοι ευστάθειας → Οι δευτερεύουσες δοκοί προσφέρουν πλευρική στήριξη στις κύριες δοκούς, πράγμα που έχει ευεργετικές συνέπειες στον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. δευτερεύουσες δοκοί συνδέονται με τη δοκό HEA180 η οποία έχει ύψος  $h=171\text{ mm}$  και ποιότητα χάλυβα S275 άρα δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον πίνακα μέγιστων υψών σιδηροδοκών για τα οποία δεν απαιτείται έλεγχος. (χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό μέχρι και για ύψος 700 mm δεν απαιτείται)

-Έλεγχοι αντοχής

Φορτία επί δευτερευουσών δοκών

$$G_{Ed}=1.35 \cdot (G_a + G_l)=1.35 \cdot (0.24 + 6.825)=9.54\text{ kN/m}$$

$$V_{ακρὰ}=10.73\text{ kN}$$

Φορτία επί κύριων δοκών :

Στο μέσον της η κύρια δοκός δέχεται τις αντιδράσεις στήριξης των 2 δευτερευουσών

δοκών που εδράζονται επ' αυτής

$$P=2 \cdot V_{ακρὰ}=2 \cdot 10.73=21.46\text{ kN}$$

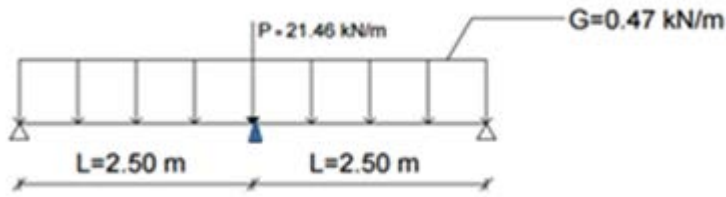
Η δύναμη αυτή ασκείται στη προσωρινή στήριξη –υποστύλωση που έχει τοποθετηθεί στο μέσον της κύριας δοκού οπότε δεν θα την καταπονεί. Ουσιαστικά θα παραλαμβάνεται απευθείας από το προσωρινό υποστύλωμα ως θλίψη και το υποστύλωμα διαστασιολογείται με βάση αυτό το φορτίο.

Σε όλο το μήκος δέχεται το ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο λόγω του ίδιου βάρους της

$$1.35 \cdot G=1.35 \cdot 0.348=0.47\text{ kN/m}$$

$$M_{Ed}(G)= (G \cdot L^2)/8=1.47\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed}(G)= G \cdot L/2=1.175\text{ kN}$$



Σχήμα 3.11: κύρια δοκός -φάση κατασκευής-Ο.Κ.Α.

Δρόντα εντατικά επί της κύριας δοκού :

$$M_{Ed} = M_{Ed}(P) + M_{Ed}(G) = 0 + 1.47 = 1.47 \text{ KN*m}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed}(P) + V_{Ed}(G) = 0 + 1.175 = 1.175 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,Rd} * f_y / \gamma_{mo} = 324.9 * 27.5 / 1.00 = 89.35 \text{ kN*m} > M_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} * f_y / \sqrt{3} * \gamma_{m2} = 14.47 * 27.5 / \sqrt{3} * 1.25 = 183.79 \text{ kN} > V_{Ed}$$

- Ο.Κ.Α

Φορτία επί δευτερευουσών δοκών

$$G_{Ed} = (G_a + G_l) = (0.24 + 6.825) = 7.065 \text{ kN/m}$$

$$V_{ακρα} = 7.95 \text{ kN}$$

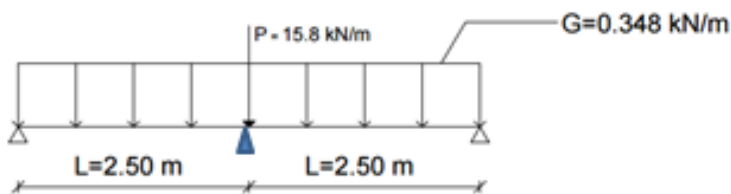
Φορτία επί κύριων δοκών :

Στο μέσον της η κύρια δοκός δέχεται τις αντιδράσεις στήριξης των 2 δευτερευουσών δοκών που εδράζονται επ αυτής

$$P = 2 * V_{ακρα} = 2 * 7.95 = 15.8 \text{ kN}$$

$\delta(P) = 0$ , το φορτίο πάει απευθείας στη προσωρινή στήριξη, οπότε δεν προκαλεί βέλη στη κύρια δοκό.

Σε όλο το μήκος δέχεται το ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο λόγω του ίδιου βάρους της  $G = 0.348 \text{ kN/m}$



Σχήμα 3.12 : κύρια δοκός -φάση κατασκευής-Ο.Κ.Α.

$$\delta(G) = (G * L^4) / (192.8 * E * I_y) = 0.0013 \text{ cm}$$

Έλεγχος βελών

$$\delta_l = \delta(P) + \delta(G) = 0 + 0.0013 = 0.0013 \text{ cm} < \delta_{\text{toten}} = L/250 = 250 \text{ cm}/250 = 1.00 \text{ cm}$$

**Β).ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ** → παραλαβή φορτίων από τη σύμμικτη δοκό

Προσωρινές στήριξεις έχουν αφαιρεθεί και από τις κύριες και από τις δευτερεύουσες δοκούς → κύρια δοκός αμφιέριστη μήκους 5,00 m → δευτερεύουσα δοκός αμφιέριστη μήκους 6.00 m

Τα χαλυβδόφυλλα είναι κάθετα στον άξονα της δοκού

Θεωρώ ότι στη ανάληψη φορτίων συμμετέχει πάχος πλάκας 11cm. Συγκεκριμένα επειδή τα φύλλα έχουν αυλακώσεις η πλάκα δεν έχει σταθερό πάχος οπότε την ανάγαμε σε μία ισοδύναμη(που έχει ίδιο βάρος) με ομοιόμορφο πάχος παντού 11 cm.

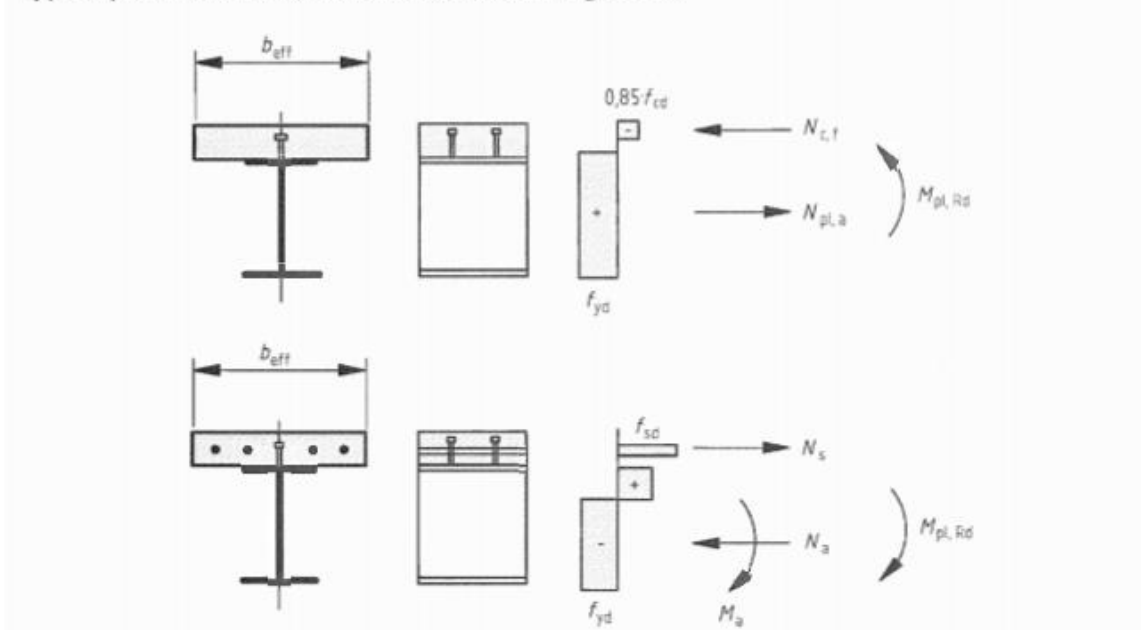
$$b_{eff} = 1/4 \cdot 5 = 1.25 \text{ m} < b = 6.00 \text{ m} \text{ (απόσταση μεταξύ των δοκών)} \rightarrow \text{οι κύριες δοκοί είναι τοποθετημένες ανά 6,00 m}$$

Κατάταξη σύμμικτης δοκού

Θετικές ροπές

1. Πέλμα: Το πέλμα της σιδηροδοκού συνδέεται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος. Όλη η διατομή της σιδηροδοκού εφελκύεται όπως αποδεικνύεται παρακάτω. Επομένως ,το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Typical plastic stress distributions are shown in Figure 6.2.



Σχήμα 3.13 : Υπολογισμός πλαστικής ροπής για σύμμικτες δοκούς

Έστω ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε:

Θέση Κ.Β. σιδηροδοκού:  $Z_a = 0,24 \text{ m}$

Θλιπτική δύναμη:  $D = b \cdot z_0 \cdot f_{cd} = (2,5/1,5) \cdot 125 \cdot z_0$

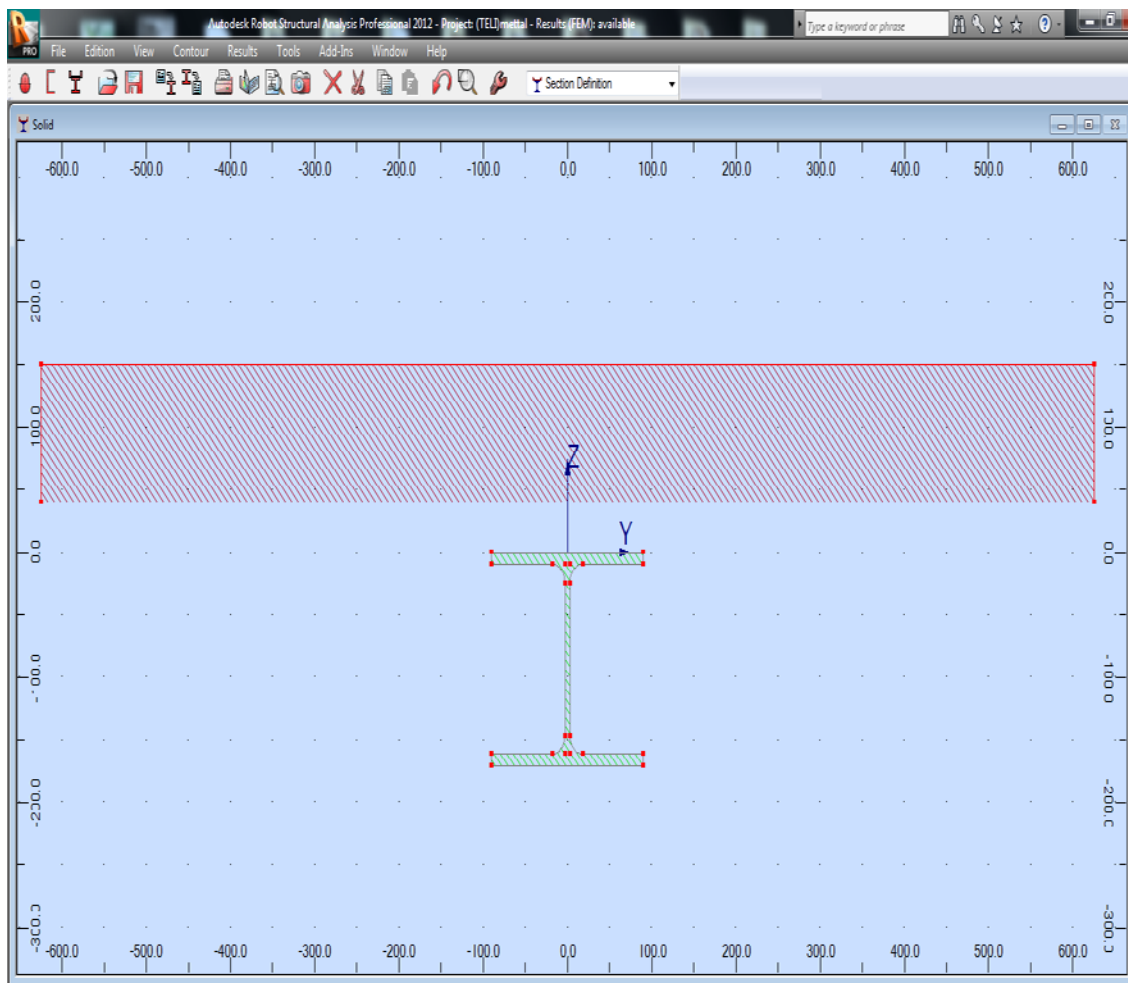
Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_a \cdot f_{yd} = 45.25 \cdot 27.5/1.00 = 1244.38 \text{ kN} = D$

Άρα,  $z_0 = 5,97 \text{ cm} < d = 11 \text{ cm}$  ορθή υπόθεση.

2. Κορμός:

Συνεπώς, ολόκληρος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Τελικώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το θλιβόμενο πέλμα όσο και ο κορμός είναι κατηγορίας 1, οπότε υπολογίζουμε τις πλαστικές αντοχές της.



**Σχήμα 3.14: δυσμενέστερη κύρια δοκός στη φάση λειτουργίας(σύμμικτη δοκός)**

Τα φορτία μας είναι :

Ίδιο βάρος κύριας δοκού  $G=0.348 \text{ kN/m}$

Ίδιο βάρος σιδηροδοκού  $G_a=0.24 \text{ kN/m}$

Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος  $G_1=2.73 \text{ kN/m}^2 * 2.50 \text{ m} = 6.825 \text{ kN/m}$

Πρόσθετα μόνιμα  $G_2=3.5 \text{ kN/m}^2 * 2.50 \text{ m} = 8.75 \text{ kN/m}$

Κινητά  $Q=2.00 \text{ kN/m}^2 * 2.50 \text{ m} = 5 \text{ kN/m}$

- Ο.Κ.Α.

-Έλεγχος ευστάθειας → δεν χρειάζεται, καθώς το θλιβόμενο άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά μέσω της σύνδεσης με τις δευτερεύουσες δοκούς.

-Έλεγχος αντοχής

Φορτία επί δευτερευουσών δοκών

$$G_{Ed} = 1.35 * (G_a + G_1 + G_2) + 1.50 * Q = 1.35 * (0.24 + 6.825 + 8.75) + 1.50 * 5 = 28.85 \text{ kN/m}$$

$$V_{ακρα}(G_a, G_1, G_2, Q) = 86.55 \text{ kN}$$

Φορτία επί κύριων δοκών :

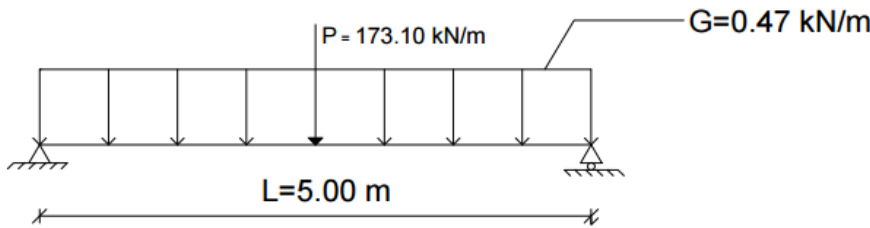
Στο μέσον της η κύρια δοκός δέχεται τις αντιδράσεις στήριξης των 2 δευτερευουσών δοκών που εδράζονται επ' αυτής .

$$P=2*V_{ακρα}=2*86.55=173.10 \text{ kN} \quad \text{όπου } P=P((G_a, G_1, G_2, Q))$$

$$M_{Ed}(P)=P*L/4=216.38 \text{ kN*m}$$

$$V_{Ed}(P)=P/2=86.55 \text{ kN}$$

Σε όλο το μήκος δέχεται το ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο λόγω του ίδιου βάρους της  $G'=1.35*G=1.35*0.348=0.47 \text{ kN/m}$



**Σχήμα 3.15 : κύρια δοκός -φάση λειτουργίας-Ο.Κ.Α.**

$$M_{Ed}(G')=(G'*L**2)/8=1.47 \text{ KN*m}$$

$$V_{Ed}(G')=G'*L/2=1.175 \text{ KN}$$

$$M_{Ed}=M_{Ed}(P)+M_{Ed}(G')=217.85 \text{ kn*m}$$

$$V_{Ed}=V_{Ed}(P)+V_{Ed}(G')=87.725 \text{ kn}$$

$$Pz_a=A_a*f_y a=45.25 \text{ cm}^2*27.5 \text{ kN/cm}^2=1244.38 \text{ kN}=Pdc=z_e*be_{eff}*0.85*f_{cd} \rightarrow$$

$z_e=7.02 \text{ cm} < 11 \text{ cm}$  (είναι οντως εντός του παχους της πλάκας ο ουδέτερος άξονας)

$$M_{pl,Rd}=Pz_a*(h_a*0.5+h_{pl,tot}-z_e*0.5)=1244.38*(0.5*17.1+15-7.02*0.5)=249.35 \text{ kN} > M_{Ed}$$

$V_{pl,Rd}=183.79 \text{ kN} > V_{Ed}$  (είναι ίδια με τη φάση κατασκευής, αφού τέμνουσα παραλαμβάνεται μόνο από τη σιδηροδοκό)

- Ο.Κ.Α.

Συνολικά βέλη  $\delta_{tot}=\delta_1+\delta_2$ ,

$\delta_1$ : κατά τη φάση λειτουργίας τα φορτία  $G_1, G_a$  δεν προκαλούν βέλη στη κύρια δοκό, λόγω της ύπαρξης της προσωρινής στήριξης. Όταν ωστόσο αφαιρεθεί η προσωρινή στήριξη στη φάση λειτουργίας θα αναπτυχθούν βέλη στη σύμμικτη κύρια δοκο τα οποία ονομάζω  $\delta_1$

$\delta_2$  πρόσθετα βέλη όπου  $\delta_2=\delta_{21}+\delta_{22}$

όπου

$\delta_{21}=\delta_{21}(G_2)$  με  $Ecm/2$  και  $\delta_{22}=\delta_{22}(Q)$  με  $Ecm$  και αφορούν τη σύμμικτη δοκό

$$I_y=I_{y\text{συμμικτ}}=30647.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{y\text{σιδηρ.}}+A\sigma\delta*(y_{\sigma\text{ιδ}}-y_{\text{συμμικτ}})**2+A_{\text{πλακας}}*(y_{\text{πλακας}}-y_{\text{συμμικτ}})**2=30647.5 \text{ cm}^4$$

$$Ecm=210 \text{ Gpa}$$

Φορτία επί δευτερευουσών δοκών

$$G_2=8.75 \text{ kN/m}$$

$$V_{ακρα}(G_2)=26.25 \text{ kN}$$

$$Q=2.00 \text{ kN/m}^2*2.50 \text{ m}=5.00 \text{ kN/m}$$

$$V_{ακρα}(Q)=15 \text{ kN}$$

$$G'=(G_a+G_1)=(0.24+6.825)=7.065 \text{ kN/m}$$

$$V_{ακρα}(G')=7.95 \text{ kN}$$



Φορτία επί κύριων δοκών :

Στο μέσον της η κύρια δοκός δέχεται τις αντιδράσεις στήριξης των 2 δευτερεύουσων δοκών που εδράζονται επ αυτής

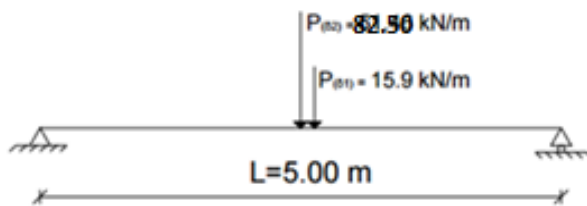
$$P_1 = 2 * \text{Νακρ}(G_2) = 2 * 26.25 = 52.50 \text{ kN}$$

$$P_2 = 2 * \text{Νακρ}(Q) = 2 * 15 = 30 \text{ kN}$$

( $P_{\delta 2}$  : φορτίο λόγω  $G_2$  και  $Q$  )

$$P_3 = 2 * \text{Νακρ}(G') = 2 * 7.95 = 15.9 \text{ kN}$$

$$\delta_I = \delta_1(G') + \delta_1(G) = 0.0286 \text{ cm} \quad (P_{\delta I}(G)' = P(G_a + G_I) )$$



**Σχήμα 3.16 : κύρια δοκός -φάση λειτουργίας-Ο.Κ.Λ.**

(εκτός των φορτίων που φαίνονται στο σχήμα ασκείται και ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο G επί της δοκού που οφείλεται στο ίδιο βάρος της)

$$\delta_{21} = (P_1 * L^3) / (48 * E * I_y) = 0.174 \text{ cm}$$

$$\delta_{22} = (P_2 * L^3) / (48 * E * I_y) = 0.121 \text{ cm}$$

$$\delta_I = (P_3 * L^3) / (48 * E * I_y) + (G_2 * 5 * I^4) / (384 * E_{cm} / 2 * I_y) = 0.0286 \text{ cm}$$

$$\text{Βέλη λόγω κινητών φορτίων : } \delta_{22}(Q) = 0.121 < \delta_{2\pi} = L/300 = 500 \text{ cm} / 300 = 1.67 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \delta_{21} + \delta_{22} = 0.174 + 0.121 = 0.295 \text{ cm}$$

$$\delta_{tot} = \delta_I + \delta_2 = 0.0286 + 0.295 = 0.324 \text{ cm} < \delta_{tot\pi} = L/250 = 500 \text{ cm} / 250 = 2.00 \text{ cm}$$

## ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και πέλματος σκυροδέματος εξασφαλίζεται μέσω διάταξης διατμητικών συνδέσμων, ο οποίοι μεταφέρουν τη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δυο υλικών. Ως διατμητικούς συνδέσμους θα χρησιμοποιήσουμε ήλους κεφαλής. Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό. Οι διαστάσεις και οι αποστάσεις των ήλων επιλέγονται ώστε να ικανοποιούν ορισμένες απαιτήσεις.

ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ (HEA180 με σύμμικτες πλάκες με χαλυβδόφυλλο παράλληλο στη σιδηροδοκό )

- ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΗΛΩΝ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΕΩΝ

Οι ήλοι είναι ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής  $f_u = 450 \text{ Mpa}$ , ύψους  $h = 125 \text{ mm}$  (ώστε  $h_I = 125 \text{ mm} - 73 \text{ mm} = 52 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$  και η απόσταση από τη κεφαλή του ήλου μέχρι το άνω άκρο της πλάκας να είναι  $150 - 125 = 25 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$ ) και διαμέτρου κορμού  $d = 19 \text{ mm}$  ( $< 2.5 * t_f(\text{HEA180}) = 2.5 * 9.5 = 23.75 \text{ mm}$ ). Οι ήλοι θα συγκολληθούν διαμέσου των φύλλων οπότε θα πρέπει  $d \leq 20 \text{ mm}$ . ( $d = 19 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ ). Ο αριθμός των ήλων στη δοκό εξασφαλίζει πλήρη διατμητική

σύνδεση. Επιλέγω να τοποθετήσω τους ήλους σε 2 σειρές, αφήνοντας δεξιά και αριστερά των ήλων την ελάχιστη επικάλυψη που απαιτείται, δηλαδή  $c=20$  mm. Έτσι η εγκάρσια απόσταση των ήλων διαμορφώνεται στα 121 mm. Συγκεκριμένα  $e_T=b-(c+c+d/2+d/2)=180-(20+20+19/2+19/2)=121$  mm και πληρούνται οι συνθήκες όπως πρέπει :

$$e_T=121 \text{ mm} \geq 2.5*d=2.5*19=76 \text{ mm}$$

$$b_0=202.5 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

$$(h_{SC}-h_P)=126-73=53 \text{ mm} > 2*d=2*19=38 \text{ mm} \text{ όπου :}$$

$$h_{sc}=h_{\eta\lambda\omicron\upsilon}+t_{\chi\alpha\lambda\upsilon\beta\delta\omicron\varphi\upsilon\lambda\lambda\omicron\upsilon}=125 \text{ mm}+1 \text{ mm}=126 \text{ mm}$$

$$h_P=\text{συνολικό ύψος χαλυβδόφυλλου που είναι } 73 \text{ mm}$$

#### • ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΔΡΩΣΑΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού για  $M=M_{pl,Rd,f}$  είναι  $P_{dc}=1244.38$  Kn  
Υπολογίστηκε σύμφωνα με την πλαστική θεωρία η οποία επιτρέπεται μόνο για κρίσιμες διατομές κατηγορίας 1 ή 2 και δίνει την διαμήκη διάτμηση σε όρους διατμητικής σύνδεσης. Στην περίπτωση μας κρίσιμες διατομές είναι οι ακραίες(θέσεις στηρίξεων) και η μεσαία διατομή(θέση μέγιστης θετικής ροπής).Στις ακραίες διατομές η διατμητική δύναμη είναι  $V_l^0=0$  ενώ στη μεσαία διατομή είναι  $V_l^+ = \min(F_a, F_c+F_s) = F_c=1244.38 \text{ kN}$  , όπου

$$F_a=A_a*f_{yd} \text{ : της σιδηροδοκού}$$

$$F_c=A_c*f_{cd} \text{ : της πλάκας σκυροδέματος}$$

$$F_s=A_s*f_{sd} \text{ : του θλιβόμενου οπλισμού της πλάκας (τον αγνοώ, είναι άλλωστε υπέρ της ασφαλείας)}$$

Επομένως η απαιτούμενη διαμήκης διατμητική αντοχή για πλήρη διατμητική σύνδεση, στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σκυροδέματος, απ' το μέσο της δοκού έως τη στήριξη είναι  $V_l=P_{dc}=1244.38$  kN

#### • ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΗΛΩΝ

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις:

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση του κορμού του ήλου: } P_{Rd}=0,80*f_u*\pi*0,25*d^2/\gamma_n=81.6 \text{ kN/ήλο}$$

$$\text{Αντοχή σκυροδέματος: } P_{Rd}=0.29*\alpha*d^2*\sqrt{f_{ck}*E_{cm}}/\gamma_n=191.9 \text{ kN/ήλο.}$$

Όπου

$$d=\text{διάμετρος κορμού του ήλου}$$

$$f_u=\text{ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου (το πολύ } 500 \text{ MPa)}$$

$$f_{ck}, E_{cm} = \text{θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος}$$

$$h/d=125/19=6.58 > 4 \rightarrow \alpha=1$$

$$h = \text{ύψος ήλου}$$

$$\gamma_n=1,25 \text{ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας}$$

Άρα, η αντοχή ενός ήλου είναι  $P_{rd}=81.6 \text{ kN}$ .

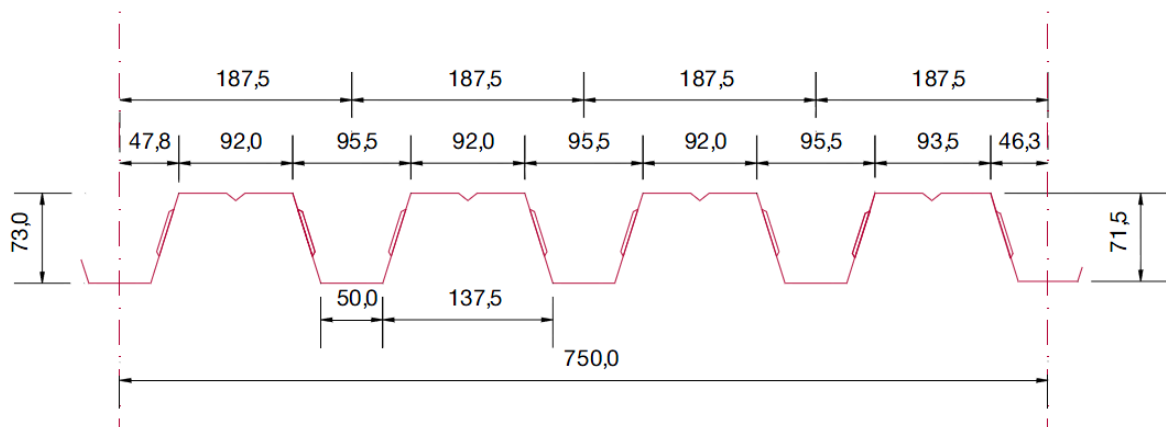
Μειωτικός συντελεστής για φύλλα με αυλακώσεις κάθετες στη δοκό :

$$k_l = 0.6 * \frac{b_0}{h_p} * \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) = 1.18 \leq 1.00 \rightarrow k_l=1.00$$

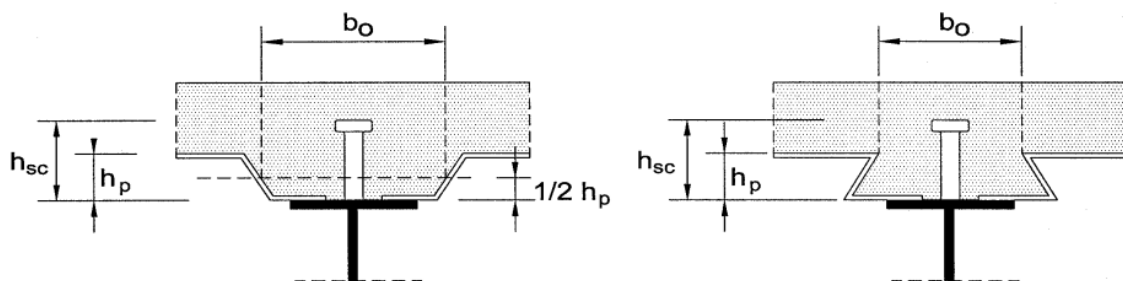
$$h_p=73 \text{ mm}$$

$$h=125 \text{ mm} \leq h_p+75 \text{ mm}=73+75=148 \text{ mm}$$

$b_0=72.5+130.0=202.5$  mm (θα τοποθετήσουμε έτσι το φύλο ώστε να αρχίζει να κάνει γωνία στα άκρα της δοκού μου. Το συνολικό πλάτος της δοκού μου είναι 180 mm ενώ για πλάτος χαλυβδόφυλλου 50 mm το  $b_0=50+(95.5-50)*0.5=72.75 \text{ mm}$  όπως προκύπτει γ τη δευτερεύουσα δοκό εκ της κατασκευής του. Στη κύρια δοκό θα είναι κατά  $180-50=130$  mm μεγαλύτερο κ αυτό θα είναι και το κενό που θα δημιουργείται, δηλαδή  $b_0=72.5+130.0=202.5$  mm )



Σχήμα 3.17 :γεωμετρία χαλυβδόφυλλου symdeck 73



Σχήμα 3.18: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο παράλληλο προς τη δοκό

άρα  $P_{Rd}=1.00*81.6=81.6$  kN.

• ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΡΙΘΜΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΗΛΩΝ ΓΙΑ ΠΛΗΡΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Ο αριθμός των απαιτούμενων ήλων προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση με τρόπο ώστε να καλύπτεται η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια σκυροδέματος –σιδηροδοκού. Οι ήλοι μπορούν να ισοκατανέμονται εντός των διαστημάτων μεταξύ κρίσιμων διατομών υπό κάποιες προϋποθέσεις. Ωστόσο μια εκ των προϋποθέσεων δεν πληρείται ,αφού

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{249.35}{89.35} = 2.79 > 2.50$$

Έτσι θα πρέπει να γίνει πύκνωση στο μέσον μεταξύ των αρχικών κρίσιμων διατομών.

Στο μέσον της δοκού  $M_{Ed}=217.85$ kN\*m

Στα 1/4 της δοκού  $M_{Ed}=108.925$  kN. (θεωρώ τριγωνικό διάγραμμα ροπών για να βρω την αναλογία των ροπών, καθώς τα 216.38 από τα 217.85 kN\*m οφείλονται στο συγκεντρωμένο φορτίο που δίνει τριγωνικό διάγραμμα ,ενώ πολύ μικρό μέρος της έντασης και συγκεκριμένα 1.47 kN\*m,οφείλονται σε ομοιόμορφο καταναμημένο ίδιο βάρος της δοκού το οποίο προκαλεί παραβολικό διάγραμμα ροπών).Ο λόγος των ροπών είναι  $108.925/217.85=0.50$

Θεωρώ ότι η ίδια αναλογία ισχύει για τις πλαστικές ροπές αντοχής, επομένως και για τη διαμήκη διάτμηση.Στο μέσον της δοκού συνολική διαμήκης διάτμηση  $P_{dc}=864.05$  kN

Άρα στα L/4 της δοκού  $P_{dc}=864.05 *0.50= 432.025$ kN.

➤ Από 0 έως L/4 οι ήλοι παραλαμβάνουν δύναμη  $P_{dc}=432.025$  kN

$$n = \frac{V_{l,Ed}}{P_{Rd}} = \frac{432.025}{81.6} = 5.29 \text{ ήλοι. Τοποθετώ τους ήλους σε 2 σειρές οπότε τελικά βάζω 6 ήλους (3}$$

σε κάθε σειρά) στα πρώτα L/4 =1250 mm της δοκού. Άρα τους τοποθετώ ανά  $e_L=1250/3=417$  mm

➤ Από L/4 έως L/2 οι ήλοι παραλαμβάνουν δύναμη  $P_{dc}=432.025$  kN

$$n = \frac{V_{l,Ed}}{P_{Rd}} = \frac{432.025}{81.6} = 5.29$$

Τοποθετώ 6 ήλους (3 σε κάθε σειρά) στο δεύτερο τέταρτο της δοκού. Άρα τους τοποθετώ ανά  $e_L=1250/3=417$  mm.

Για τη διαμήκη απόσταση μεταξύ ήλων πρέπει ικανοποιούνται όπως πρέπει οι εξής προϋποθέσεις :  
 $e_L \leq 6 \cdot (h_c + h_p) = 6 \cdot (150 + 73) = 1338$  mm και  $e_L \leq 800$  mm  $\rightarrow e_L \leq 800$  mm  
 $e_L \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 19 = 95$  mm

**Πίνακας Π4.4:** Περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων

|  | $min e_L$ | $max e_L$                          | $min e_L$ | $min c$   | $min(h_{sc}-h_p)$ | $min b_0$ | $min h_t$ |
|--|-----------|------------------------------------|-----------|---|-------------------|-----------|-----------|
| Ολόσωμες πλάκες  | 5d        | $\leq 6 h_c$<br>$\leq 800$ mm      | 2,5d      | 20mm ότι<br>ισχύει για<br>οπλισμό<br>μείον<br>5mm | -                 | -         | 30mm      |
| Σύμμικτες πλάκες<br>(χαλυβδόφυλλο<br>κάθετο στη<br>σιδηροδοκό) |           | $\leq 6(h_c+h_p)$<br>$\leq 800$ mm | 4d        |   | 2d                | 50mm      |           |

### 3.4.2.5 Πρόβλεψη ρηγματώσεων

Στις εφελκόμενες ζώνες εντός του συνεργαζόμενου πλάτους τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός:

$A_s = 4/1000 \cdot A_c$  για δοκούς με προσωρινή στήριξη

$A_s = 2/1000 \cdot A_c$  για δοκούς χωρίς προσωρινή στήριξη όπου

$A_c =$ εμβαδόν σκυροδέματος πλάκας εντός συνεργαζόμενου πλάτους

Στη περίπτωση των κύριων δοκών θεωρώ ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος πλάκας 0.11 m και συνεργαζόμενο πλάτος  $l/4 = 5.00/4 = 1.25$ m, οπότε προκύπτει εμβαδόν σκυροδέματος

$$A_c = 0.11 \cdot 1.25 = 0.1375 \text{ m}^2 = 1375 \text{ cm}^2$$

Δεδομένου ότι η δοκός υποστηρίζεται στη φάση κατασκευής, απαιτείται άνω διαμήκης οπλισμός  $\rho = 0,4\% \cdot A_c = (4 \cdot 1375)/1000 = 5.5 \text{ cm}^2$  ή  $A_s = 4.4 \text{ cm}^2/\text{m}$  εντός του συνεργαζόμενου πλάτους. Ο οπλισμός τοποθετείται σε μήκος  $l/4 = 5.00/4 = 1.25$  μέτρα εκατέρωθεν των στηρίξεων.

### 3.4.3 Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξης

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot}}{V_{tot}} * \frac{d_r}{h} \leq 0.10$$

όπου

$\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $ds$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την 4.3.4 του Ευρωκώδικα. (Εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:  $ds = qd de$  όπου

$d_s$  είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

$q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον  $q$  εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

$d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο ΕΛΑΣΤΙΚΟ φάσμα απόκρισης σχεδιασμού .

Η τιμή του  $ds$  δεν χρειάζεται να είναι μεγαλύτερη από την τιμή που προσδιορίζεται από το ελαστικό φάσμα.)

$V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

$h$  είναι το ύψος του ορόφου (3.50m=350 cm)

- Εάν  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1 - \theta)$ .
- Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,3 σε καμιά περίπτωση.

Παρουσιάζονται αρχικά τα αποτελέσματα ενός απ' τα προσομοιώματα πριν τον ικανοτικό σχεδιασμό. Μετα τον ικανοτικό σχεδιασμό, οδηγηθήκαμε σε αύξηση κάποιων διατομών των υποστρωμάτων, με συνέπεια οι μετακινήσεις να μειωθούν και ο έλεγχος να γίνει ευμενέστερος.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑ Χ(κρίσιμος ο συνδυασμός TOT( $1*X+0.3*Y$ ))

| Case/Story  | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) |
|-------------|---------|---------|------------|------------|
| 31 (C) (CQ) | 3.6856  | 2.2885  | 3.6856     | 2.2885     |
| 31 (C) (CQ) | 7.7682  | 4.7435  | 4.0825     | 2.4550     |
| 31 (C) (CQ) | 12.2014 | 7.4007  | 4.4332     | 2.6571     |
| 31 (C) (CQ) | 16.7407 | 10.0954 | 4.5393     | 2.6947     |
| 31 (C) (CQ) | 21.0201 | 12.5357 | 4.2794     | 2.4403     |

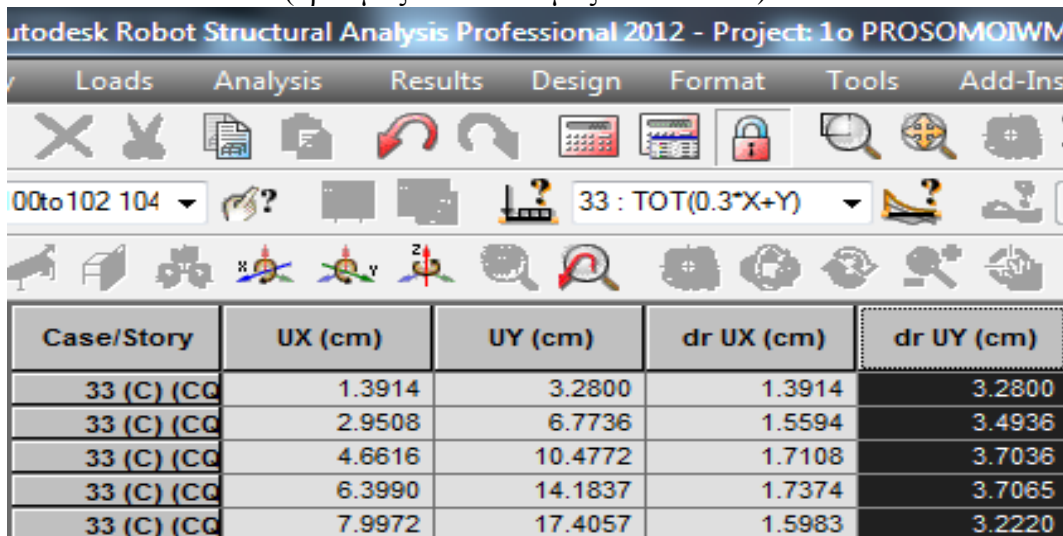
Σχήμα 3.19 : μετακινήσεις κτιρίου κατά τη διεύθυνση X

Πίνακας 3.13 : έλεγχος επιρροών 2ας τάξης κατά X

| οροφος | μάζα     | Ptot     | Vtot   | drx    | $\theta$ |
|--------|----------|----------|--------|--------|----------|
| 1      | 154792.4 | 1518.513 | 327.46 | 3.6856 | 0.048832 |
| 2      | 154760.9 | 1518.204 | 281.85 | 4.0825 | 0.06283  |
| 3      | 154152.6 | 1512.237 | 230.96 | 4.4332 | 0.082934 |
| 4      | 154108.3 | 1511.802 | 182.54 | 4.5393 | 0.107413 |
| 5      | 154070   | 1511.427 | 129.07 | 4.2794 | 0.143178 |

Παρατηρούμε ότι κατά X η στροφή  $\theta$  είναι μεταξύ του 0.1 και του 0.2 , οπότε οι επιρροές 2ας τάξης θα ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1 - \theta)$ . Επιλέγουμε το μέγιστο  $\theta$  καθώς είναι η πιο ασφαλής επιλογή, οπότε λαμβάνουμε  $\theta=0.143$ . Άρα τα σεισμικά φορτία των σεισμικών συνδυασμών κατά X (και συγκεκριμένα του συνδυασμού  $1*x+0.3*y$  απ' τον οποίο προέκυψαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη και οι δυσμενέστερες μετακινήσεις κατά  $\chi$ ) θα πολλαπλασιαστούν με τον αυξητικό συντελεστή  $1/(1-0.143)=1.17$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑ Υ(κρίσιμος ο συνδυασμός  $1*Y+0.3*X$ )



| Case/Story  | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) |
|-------------|---------|---------|------------|------------|
| 33 (C) (CQ) | 1.3914  | 3.2800  | 1.3914     | 3.2800     |
| 33 (C) (CQ) | 2.9508  | 6.7736  | 1.5594     | 3.4936     |
| 33 (C) (CQ) | 4.6616  | 10.4772 | 1.7108     | 3.7036     |
| 33 (C) (CQ) | 6.3990  | 14.1837 | 1.7374     | 3.7065     |
| 33 (C) (CQ) | 7.9972  | 17.4057 | 1.5983     | 3.2220     |

Σχήμα 3.20 :μετακινήσεις κτιρίου κατά τη διεύθυνση Υ

Πίνακας 3.14 : έλεγχος επιρροών 2ας τάξης κατά Υ

| όροφος | μάζα     | Ptot     | Vtot   | dry    | $\theta$ |
|--------|----------|----------|--------|--------|----------|
| 1      | 154792.4 | 1518.513 | 485.41 | 3.28   | 0.029317 |
| 2      | 154760.9 | 1518.204 | 428.63 | 3.4936 | 0.035355 |
| 3      | 154152.6 | 1512.237 | 361    | 3.7036 | 0.044327 |
| 4      | 154108.3 | 1511.802 | 297.73 | 3.7065 | 0.053774 |
| 5      | 154070   | 1511.427 | 201.79 | 3.222  | 0.068952 |

Παρατηρούμε ότι κατά y η στροφή  $\theta$  είναι μικρότερη από 0.1, οπότε οι επιρροές 2ας τάξης θα αγνοηθούν σ αυτή τη διεύθυνση!

### 3.4.4 Ικανοτικός σχεδιασμός

#### Κανόνες σχεδιασμού και διαμόρφωση λεπτομερειών για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα

##### Κριτήρια σχεδιασμού

Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγώνιων να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων.

Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης.

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα είναι είτε από δομικό χάλυβα ή σύμμεικτα.

Οι σύνδεσμοι θα είναι από δομικό χάλυβα.

##### Ανάλυση

Τα φορτία βαρύτητας θα παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσεων. Οι διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο τρόπο σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση:

– στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, όπως στο κτίριο μας, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι.

Φτιάξαμε 4 μοντέλα για τα σεισμικά φορτία ώστε να καλύψουμε όλους τους πιθανούς σεισμικούς συνδυασμούς. Στο κάθε μοντέλο κρατούσαμε μόνο τον ένα από τους 2 χιαστί σε κάθε φάτνωμα συνδέσεων και συγκεκριμένα τον εφελκόμενο(μάλιστα φτιάξαμε member types όπου στα buckling coefficient επιλέξαμε X, ώστε να είμαστε σίγουροι ότι οι διαγώνιοι που έχουμε κρατήσει θα ελεγχθούν σε εφελκυσμό). Από τους σεισμικούς συνδυασμούς προέκυψαν ασφαλώς όλες οι διατομές για τους χιαστί, όπως περιμέναμε άλλωστε αφού έχουν τοποθετηθεί για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Ωστόσο για τα υποστυλώματα, για κάποια μέλη(και κυρίως για τα εσωτερικά υποστυλώματα που δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στ σεισμό και παραλαμβάνουν και αυξημένα στατικά κατακόρυφα φορτία, λόγω της μεγάλης ζώνης επιρροής τους) οι διατομές προέκυψαν από τους στατικούς συνδυασμούς, ενώ για κάποια –και κυρίως τα περιμετρικά που περικλείονταν από χιαστί συνδέσμους – προέκυψαν από τους σεισμικούς. Έπειτα προχωρήσαμε στον ικανοτικό έλεγχο σε κάθε προσομοίωμα, και αυξήσαμε διατομές στα υποστυλώματα όπου απαιτούνταν. Τέλος κατασκευάσαμε το τελικό μας προσομοίωμα όπου κρατήσαμε τις δυσμενέστερες διατομές από τα 4 προσομοιώματα και ελέγξαμε αν επαρκούν στους ικανοτικούς ελέγχους που δημιουργήθηκαν με βάση τους συντελεστές εκμετάλλευσης των διαγωνίων του.

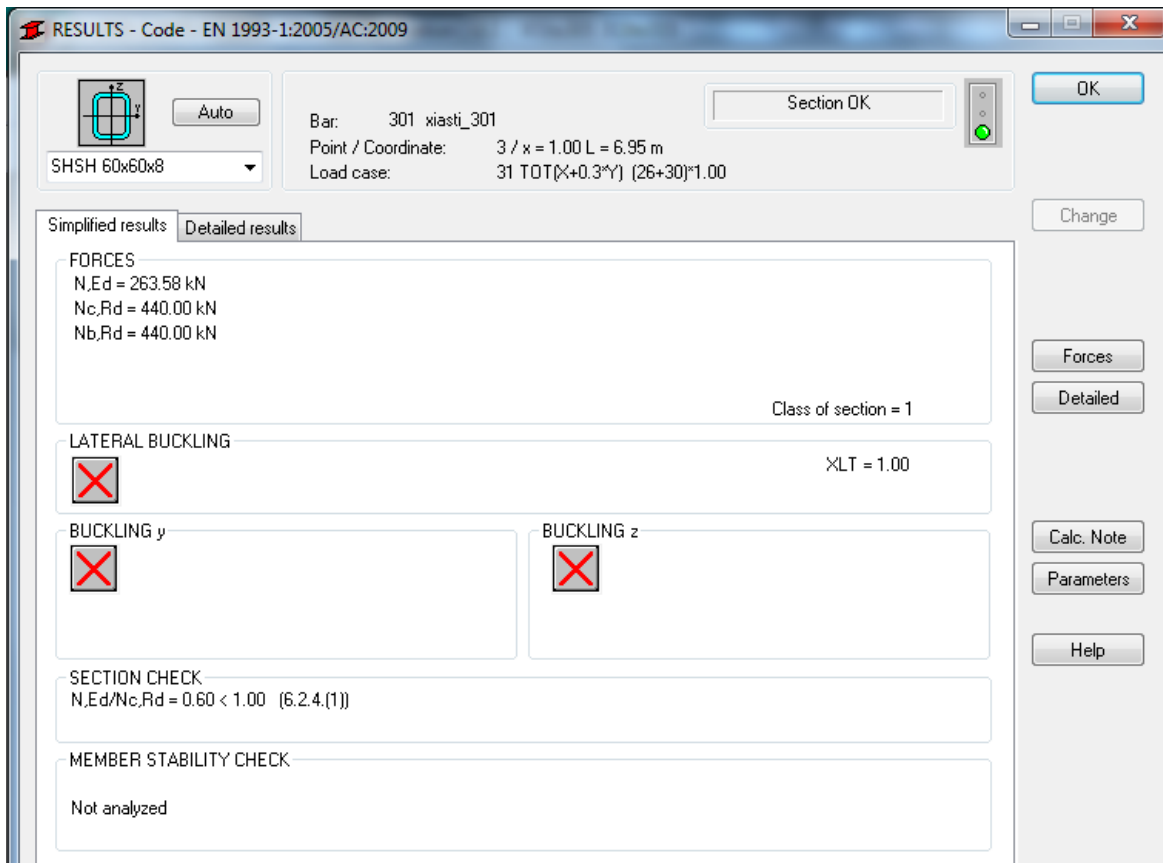


### 3.4.4.1 Έλεγχος διαγώνιων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι. Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό γι' αυτό και δε χρειάζεται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει. Ενδεικτικά θα ελεγχθούν ο δυσμενέστερος χιαστί κατά x και ο δυσμενέστερος χιαστί κατά y (αυτοί με το μεγαλύτερο ratio!).

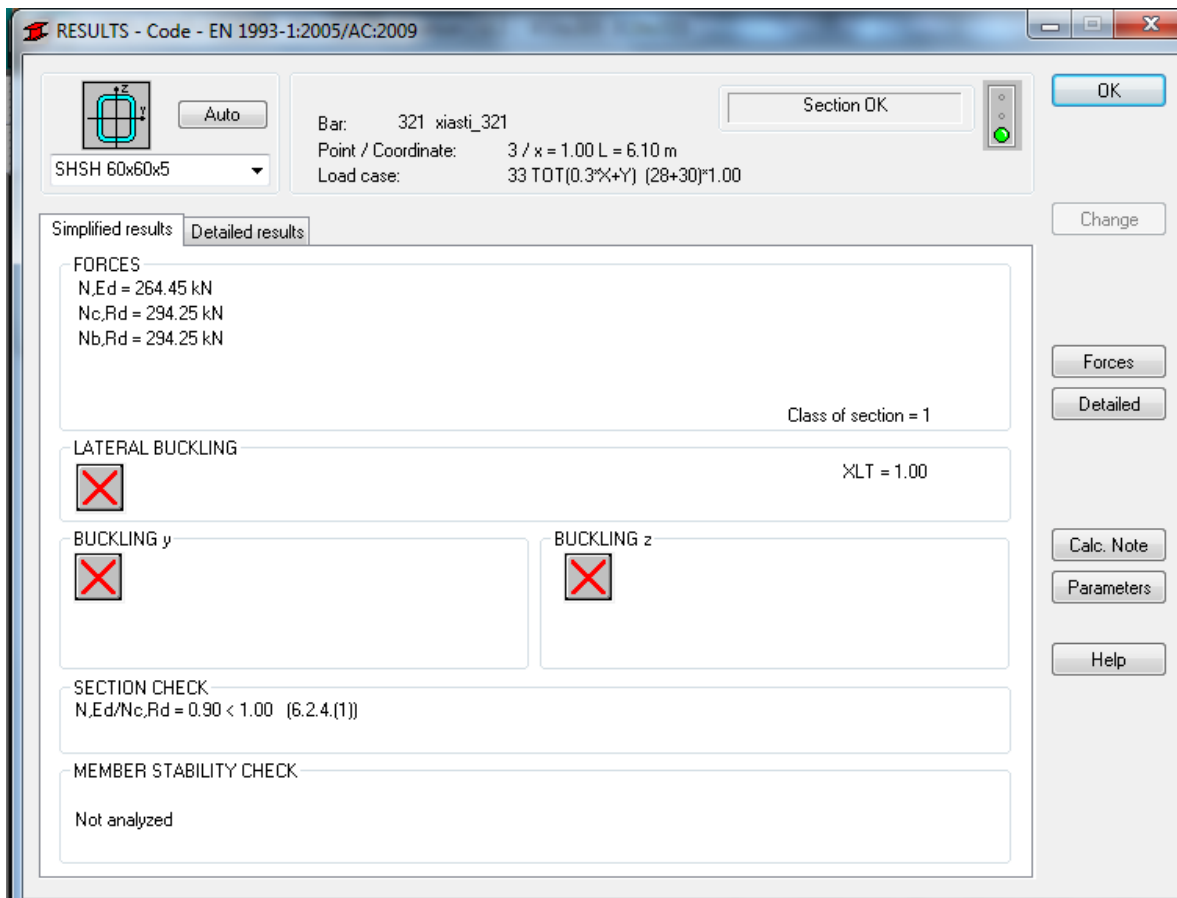
Για τις διαγώνιους επιλέχθηκαν σε πρώτη φάση διατομές τύπου C (συγκεκριμένα UPN), όμως λόγω των περιορισμών λυγηρότητας που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας, και λόγω του ότι οι διατομές C παρουσιάζουν αυξημένη λυγηρότητα περί z, οδηγούμαστε σε πολύ μεγαλύτερες διατομές σε σχέση με αυτές που απαιτούνταν προκειμένου να παραλάβουν τον υπάρχων εφελκυσμό. Αυτό θα είχε ως συνέπεια την επιλογή μεγάλων διατομών και για τα υποστυλώματα, αφού με τον ικανοτικό σχεδιασμό σχεδιάζονται να έχουν υπεραντοχή σε σχέση με τους χιαστί. Έτσι καταλήξαμε σε κοίλες τετραγωνικές διατομές, οι οποίες έχουν ίδια λυγηρότητα κατά y και κατά z και οδηγούν σε πιο οικονομικό σχεδιασμό.

### Δυσμενέστερος χιαστί κατά X



Σχήμα 3.21 : έλεγχος σε εφελκυσμο δυσμενέστερου (κατά τη διεύθυνση X) διαγώνιου

## Δυσμενέστερος χιαστί κατά Y



Σχήμα 3.223.23 :έλεγχος σε εφελκυσμό δυσμενέστερου (κατά τη διεύθυνση Y) διαγωνίου

### • Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό

Η αντοχή διαρροής  $N_{pl,Rd}$  της συνολικής διατομής των διαγώνιων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

→ χιαστί κατά X (60\*60\*8) :  $N_{pl,Rd} = 440.00 \geq N_{Ed} = 258.03$  kN

→ χιαστί κατά Y (60\*60\*5) :  $N_{pl,Rd} = 294.25 \geq N_{Ed} = 243.64$  kN

- **Έλεγχος λυγηρότητας**

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$ , όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ . Το κάτω όριο ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστλωμάτων σε περίπτωση που το εξεταζόμενο κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους. Το κτίριο της παρούσας εργασίας αποτελείται από πέντε ορόφους οπότε οι διαγώνιοι ελέγχονται ως προς τη λυγηρότητα τους.

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i * \lambda_1}$$

όπου:

$i$  είναι η ακτίνα αδράνειας της διατομής

$L_{cr}$  το κρίσιμο μήκος της διαγωνίου (υπολογίζεται με συντελεστή 0.50 επειδή διασταυρώνονται οι χιαστί σύνδεσμοι στο μέσον τους.)

$$\lambda_1 = 93.9 * \varepsilon = 93.9 * \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.80 ,$$

$f_y$  το όριο διαρροής = 275 N/mm<sup>2</sup>

Οι διατομές επιλέχθηκαν ώστε να είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων η λυγηρότητα τους. Συγκεκριμένα για τις εξεταζόμενες-δυσμενέστερες διαγώνιους παρουσιάζεται κ η ακριβής τιμή της λυγηρότητας :

→ χιαστί κατά X :  $L_{cr} = 0.5 * 6.95 = 3.475\text{m}$  ,  $i_z = i_y = 2.08 \text{ cm}$  (SHSH60\*60\*8) ,  $\bar{\lambda} = 1.92$  (εντός των ορίων)

→ χιαστί κατά Y :  $L_{cr} = 0.5 * 6.10 = 3.05\text{m}$  ,  $i_z = i_y = 2.23 \text{ cm}$  (SHSH60\*60\*5) ,  $\bar{\lambda} = 1.57$  (εντός των ορίων)

- **Συντελεστής εκμετάλλευσης της διαγωνίου**

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγώνιων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, δε διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25 %.

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$ ,

$N_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για τις διαγώνιους μας ισχύει :

→ χιαστί κατά X : ( ελέγχω με το μεγαλύτερο απ τα  $\Omega_{min} = 2.13$  στους ικανοτικούς συνδυασμούς)

Φάτνωμα Α

$Max\Omega = 1 / (min)ratio = 1 / 0.57$  (η ράβδος 305)

$Min\Omega = 1 / (max)ratio = 1 / 0.60$  (η ράβδος 301)

$Max\Omega / Min\Omega = 0.60 / 0.57 = 1.052 < 1.25$  που είναι το μέγιστο επιτρεπόμενο όριο

Φάτνωμα Β

$Max\Omega = 1 / (min)ratio = 1 / 0.43$  (η ράβδος 315)

$Min\Omega = 1 / (max)ratio = 1 / 0.47 = 2.13$  (η ράβδος 313)

$Max\Omega / Min\Omega = 0.47 / 0.43 = 1.093 < 1.25$  που είναι το μέγιστο επιτρεπόμενο όριο

→χιαστί κατά Υ :( ελέγχω με το μεγαλύτερο απ τα  $\Omega_{\min}=1.37$  στους ικανοτικούς συνδυασμούς)

Φάτνωμα Α

$\text{Max}\Omega=1/(\text{min})\text{ratio}=1/0.80$  (η ράβδος 325)

$\text{Min}\Omega=1/(\text{max})\text{ratio}=1/0.90$  (η ράβδος 321)

$\text{Max}\Omega/ \text{Min}\Omega=0.90/0.80=1.125 < 1.25$  που είναι το μέγιστο επιτρεπόμενο όριο

Φάτνωμα Β

$\text{Max}\Omega=1/(\text{min})\text{ratio}=1/0.64$  (η ράβδος 335)

$\text{Min}\Omega=1/(\text{max})\text{ratio}=1/0.73=1.37$  (η ράβδος 331)

$\text{Max}\Omega/ \text{Min}\Omega=0.73/0.64=1.141 < 1.25$  που είναι το μέγιστο επιτρεπόμενο όριο

Φάτνωμα Γ

$\text{Max}\Omega=1/(\text{min})\text{ratio}=1/0.77$ (η ράβδος 345)

$\text{Min}\Omega=1/(\text{max})\text{ratio}=1/0.88$ (η ράβδος 344)

$\text{Max}\Omega/ \text{Min}\Omega=0.88/0.77=1.143 < 1.25$  που είναι το μέγιστο επιτρεπόμενο όριο

Η προδιαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια αντοχής οριακά ( $\Omega=1 \rightarrow$  βέλτιστη διατομή). Τελικά, τοποθετήθηκαν διατομές οι οποίες επαλήθευαν όλα τα παραπάνω κριτήρια του κανονισμού αλλά απέιχαν από τη 'βέλτιστη' διατομή. Προκειμένου να ικανοποιούνται οι συνθήκες λυγηρότητας αλλά και ομοιόμορφη πλάστιμη συμπεριφορά, αναγκαστήκαμε να αυξήσουμε κάποιες από τις διατομές μας(ειδικά στη x διεύθυνση). Αυτό οδήγησε τους χιαστί μας σε μικρά ratio-χαμηλή εκμετάλλευση των διατομών τους, με αποτέλεσμα μετά τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων να οδηγηθούμε κ σε αυτά σε μικρά ratio-αρκετά μεγαλύτερες διατομές από αυτές που απαιτούνται καθαρά με βάση την αντοχή τους.

#### 3.4.4.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει αν πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

$N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού

$\gamma_{ov} = 1.25$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής όπως αναλύεται παρακάτω σύμφωνα με τις παραγράφους 6.1.3(2) και 6.2(3) του Ευρωκώδικα :

Στους ελέγχους ικανοτικού σχεδιασμού η πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό διαρροής, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή υπεραντοχής υλικού  $\gamma_{ov}$ . Η κατανομή των ιδιοτήτων των υλικών, όπως για παράδειγμα το όριο διαρροής και η αντοχή σε κρούση, στον φορέα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να διαμορφώνονται πλαστικές ζώνες, εκεί όπου προβλέπεται από τον σχεδιασμό. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας (πλαστικές) αναμένεται να διαρρέουν πριν άλλες ζώνες εγκαταλείψουν την ελαστική περιοχή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η απαίτηση μπορεί να ικανοποιηθεί εάν το όριο διαρροής του χάλυβα στις πλαστικές ζώνες και ο σχεδιασμός του φορέα συμμορφώνονται με μια από τις ακόλουθες συνθήκες α), β) ή γ):

α) το πραγματικό μέγιστο όριο διαρροής  $f_{y,max}$  του χάλυβα των ζωνών απόδοσης ενέργειας ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση  $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$ , όπου

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό, και

$f_y'$  είναι το ονομαστικό όριο αντοχής το οποίο καθορίζεται για τον τύπο του χάλυβα.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για χάλυβες τύπου S235 και με  $\gamma_{ov} = 1,25$  η μέθοδος αυτή δίνει μία μέγιστη τιμή του  $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$ .

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Η τιμή η οποία αποδίδεται στο  $\gamma_{ov}$  για χρήση σε μία Χώρα για το έλεγχο της συνθήκης α) μπορεί να δίδεται στο Εθνικό Προσάρτημά της. Η προτεινόμενη τιμή είναι  $\gamma_{ov} = 1,25$

β) ο σχεδιασμός του φορέα πραγματοποιείται βάσει ενός μόνο τύπου χάλυβα και ενός ονομαστικού ορίου διαρροής  $f_y$  για τους χάλυβες τόσο σε ζώνες απόδοσης ενέργειας όσο και σε ζώνες χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας (μη πλαστικές). Καθορίζεται μία ανώτερη τιμή  $f_{y,max}$  για τον χάλυβα των ζωνών απόδοσης ενέργειας. Η ονομαστική τιμή  $f_y$  των χαλύβων που καθορίζεται για ζώνες και συνδέσεις χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας υπερβαίνει την ανώτερη τιμή του ορίου διαρροής  $f_{y,max}$  των ζωνών απόδοσης ενέργειας.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Η συνθήκη αυτή οδηγεί φυσιολογικά στη χρήση χαλύβων του τύπου S355 για μη-πλαστικά μέλη και μη-πλαστικές συνδέσεις (σχεδιασμένων βάσει του  $f_y$  των χαλύβων S235) και στη χρήση χαλύβων τύπου S235 για πλαστικά μέλη ή συνδέσεις όπου τα ανώτερα όρια διαρροής των χαλύβων του τύπου S235 περιορίζονται στο  $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$ .

γ) Το πραγματικό όριο διαρροής  $f_{y,act}$  του χάλυβα κάθε ζώνης απόδοσης ενέργειας προσδιορίζεται μέσω μετρήσεων και ο συντελεστής υπεραντοχής υπολογίζεται για κάθε ζώνη απόδοσης ενέργειας ως  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$ , με  $f_y$  να είναι το ονομαστικό όριο διαρροής του χάλυβα των ζωνών απόδοσης ενέργειας.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Η συνθήκη αυτή ισχύει όταν χρησιμοποιούνται γνωστοί τύποι χάλυβα ή για την εκτίμηση υπαρχόντων κτηρίων ή όπου συντηρητικές εκτιμήσεις του ορίου διαρροής στον σχεδιασμό επιβεβαιώνονται από μετρήσεις πριν από την παραγωγή.

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου  $i$ ,

$N_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Στη περίπτωση μας, προκειμένου να λάβουμε υπόψη μας και τις επιρροές 2ας τάξης κατά X θα φτιάξουμε ένα συνδυασμό όπου οι αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα που οφείλονται στην σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιαστούν και με το συντελεστή  $1/1-\theta=1/1-0.115=1.13$ !

Κατά X

$$N_{Ed,E}' = 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega_{x,min} * (1/1-\theta) * N_{Ed,E} = 1.1 * 1.25 * 2.13 * 1.13 * N_{Ed,E} = 3.31 * N_{Ed,E}$$

1.0 συντελεστής αναφέρεται στο τελικό προσομοίωμα (που έχει τις δυσμενέστερες διατομές, άρα μικρότερες μετατοπίσεις, βλέπε τελικό έλεγχο επιρροών 2ας τάξης, σελ. 85)

Κατά Υ

$$N_{Ed,E}' = 1.1 * \gamma_{ov} * Q_{y,min} * N_{Ed,E} = 1.1 * 1.25 * 1.37 * N_{Ed,E} = 1.88 * N_{Ed,E}$$

Από τον ικανοτικό σχεδιασμό για καθένα από τα 4 σεισμικά προσομοιώματα, προέκυψαν οι τελικές διατομές για τα υποστυλώματα. Έτσι τελικά κατασκευάσαμε ένα προσομοίωμα με τις τελικές διατομές των υποστυλωμάτων και ελέγχθηκε ικανοτικά. Οι διατομές μας δεν χρειάστηκε να αλλάξουν, αφού επαρκούν όπως φαίνεται και στα αποτελέσματα του προγράμματος για τους ικανοτικούς συνδυασμούς (και τους στατικούς συνδυασμούς, για τους οποίους έτσι και αλλιώς επαρκούσαν πριν ακόμα κάνουμε αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων με ικανοτικό σχεδιασμό). Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται αναλυτικά τα ratio για όλα τα υποστυλώματα και είναι όλα μικρότερα του 1.00 :

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Member Verification ( ULS ) 1to70

Results Messages

| Member         | Section  | Material | Lay   | Laz    | Ratio | Case        |
|----------------|----------|----------|-------|--------|-------|-------------|
| 13 ypostylwmat | HE 220 B | S275     | 37.13 | 62.63  | 0.99  | 4 COMB1     |
| 12 ypostylwmat | HE 220 B | S275     | 37.13 | 62.63  | 0.99  | 4 COMB1     |
| 28 ypostylwmat | HE 120 B | S275     | 69.42 | 114.54 | 0.97  | 5 COMB2     |
| 31 ypostylwmat | HE 120 B | S275     | 69.42 | 114.54 | 0.97  | 5 COMB2     |
| 40 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.97  | 4 COMB1     |
| 41 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.97  | 4 COMB1     |
| 10 ypostylwmat | HE 300 B | S275     | 26.94 | 46.18  | 0.95  | 35 ikanX(+) |
| 6 ypostylwmat  | HE 240 B | S275     | 33.96 | 57.53  | 0.95  | 35 ikanX(+) |
| 70 ypostylwmat | HE 140 B | S275     | 59.05 | 97.84  | 0.87  | 4 COMB1     |
| 1 ypostylwmat  | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.87  | 4 COMB1     |
| 2 ypostylwmat  | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.87  | 4 COMB1     |
| 3 ypostylwmat  | HE 140 B | S275     | 59.05 | 97.84  | 0.87  | 4 COMB1     |
| 38 ypostylwmat | HE 240 B | S275     | 33.96 | 57.53  | 0.86  | 35 ikanX(+) |
| 4 ypostylwmat  | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.81  | 4 COMB1     |
| 29 ypostylwmat | HE 160 B | S275     | 51.64 | 86.45  | 0.81  | 5 COMB2     |
| 30 ypostylwmat | HE 160 B | S275     | 51.64 | 86.45  | 0.81  | 5 COMB2     |
| 34 ypostylwmat | HE 200 B | S275     | 40.98 | 69.10  | 0.80  | 35 ikanX(+) |
| 27 ypostylwmat | HE 220 B | S275     | 37.13 | 62.63  | 0.80  | 4 COMB1     |
| 26 ypostylwmat | HE 220 B | S275     | 37.13 | 62.63  | 0.80  | 4 COMB1     |
| 14 ypostylwmat | HE 140 B | S275     | 59.05 | 97.84  | 0.78  | 5 COMB2     |
| 17 ypostylwmat | HE 140 B | S275     | 59.05 | 97.84  | 0.77  | 5 COMB2     |
| 15 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.76  | 5 COMB2     |
| 16 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.76  | 5 COMB2     |
| 8 ypostylwmat  | HE 220 B | S275     | 37.13 | 62.63  | 0.74  | 37 ikanY(+) |
| 36 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.74  | 4 COMB1     |
| 24 ypostylwmat | HE 300 B | S275     | 26.94 | 46.18  | 0.73  | 35 ikanX(+) |
| 20 ypostylwmat | HE 240 B | S275     | 33.96 | 57.53  | 0.72  | 35 ikanX(+) |
| 42 ypostylwmat | HE 120 B | S275     | 69.42 | 114.54 | 0.71  | 5 COMB2     |
| 45 ypostylwmat | HE 120 B | S275     | 69.42 | 114.54 | 0.71  | 5 COMB2     |
| 5 ypostylwmat  | HE 260 B | S275     | 31.19 | 53.16  | 0.68  | 35 ikanX(+) |
| 32 ypostylwmat | HE 160 B | S275     | 51.64 | 86.45  | 0.66  | 4 COMB1     |
| 18 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.65  | 4 COMB1     |
| 55 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.65  | 4 COMB1     |
| 54 ypostylwmat | HE 180 B | S275     | 45.68 | 76.58  | 0.65  | 4 COMB1     |
| 9 ypostylwmat  | HE 260 B | S275     | 31.19 | 53.16  | 0.62  | 35 ikanX(+) |
| 7 ypostylwmat  | HE 240 B | S275     | 33.96 | 57.53  | 0.62  | 35 ikanX(+) |
| 43 ypostylwmat | HE 160 B | S275     | 51.64 | 86.45  | 0.61  | 5 COMB2     |
| 44 ypostylwmat | HE 160 B | S275     | 51.64 | 86.45  | 0.61  | 5 COMB2     |
| 11 ypostylwmat | HE 300 B | S275     | 26.94 | 46.18  | 0.60  | 35 ikanX(+) |
| 22 ypostylwmat | HE 220 B | S275     | 37.13 | 62.63  | 0.59  | 4 COMB1     |
| 52 ypostylwmat | HE 240 B | S275     | 33.96 | 57.53  | 0.56  | 35 ikanX(+) |
| 39 ypostylwmat | HE 240 B | S275     | 33.96 | 57.53  | 0.55  | 35 ikanX(+) |
| 33 ypostylwmat | HE 220 B | S275     | 37.13 | 62.63  | 0.55  | 35 ikanX(+) |

Σχήμα 3.24: τελικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Μετά τον ικανοτικό σχεδιασμό, έχουν αυξηθεί οι διατομές σε κάποια υποστυλώματα, με αποτέλεσμα να έχουν αλλάξει κάπως οι μετακινήσεις(είναι μικρότερες),οπότε παρουσιάζουμε τα τελικά αποτελέσματα για τις επιρροές 2ας τάξης :

A).κατά X

| Case/Story  | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) |
|-------------|---------|---------|------------|------------|
| 31 (C) (CQ) | 3.5105  | 2.2434  | 3.5105     | 2.2434     |
| 31 (C) (CQ) | 7.1745  | 4.5464  | 3.6640     | 2.3030     |
| 31 (C) (CQ) | 10.9726 | 6.9323  | 3.7981     | 2.3859     |
| 31 (C) (CQ) | 14.7297 | 9.2608  | 3.7572     | 2.3285     |
| 31 (C) (CQ) | 18.2284 | 11.2920 | 3.4986     | 2.0313     |

Σχήμα 3.25 :μετακινήσεις κατά X στο τελικό προσομοίωμα

Πίνακας 3.15 :Έλεγχος επιρροών 2ας τάξης στο τελικό προσομοίωμα

| Όροφος | μάζα     | Ptot     | Vtot   | drx    | $\theta$ |
|--------|----------|----------|--------|--------|----------|
| 1      | 155805.1 | 1528.448 | 331.13 | 3.5105 | 0.046297 |
| 2      | 155773.6 | 1528.139 | 286.89 | 3.664  | 0.055762 |
| 3      | 154832.3 | 1518.904 | 236.17 | 3.7981 | 0.069792 |
| 4      | 154788   | 1518.47  | 189.11 | 3.7572 | 0.086196 |
| 5      | 154749.7 | 1518.095 | 131.44 | 3.4986 | 0.115451 |

B).κατά Y

| Case/Story | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) |
|------------|---------|---------|------------|------------|
| 33 (C) (CQ | 1.2030  | 3.2954  | 1.2030     | 3.2954     |
| 33 (C) (CQ | 2.4301  | 6.6838  | 1.2271     | 3.3884     |
| 33 (C) (CQ | 3.7335  | 10.1606 | 1.3034     | 3.4769     |
| 33 (C) (CQ | 5.0253  | 13.5197 | 1.2918     | 3.3590     |
| 33 (C) (CQ | 6.2096  | 16.3175 | 1.1843     | 2.7978     |

Σχήμα 3.26 : μετακινήσεις κατά Y στο τελικό προσομοίωμα

Πίνακας 3.16 : Έλεγχος επιρροών 2ας τάξης στο τελικό προσομοίωμα

| όροφος | μάζα     | Ptot     | Vtot   | dry    | θ        |
|--------|----------|----------|--------|--------|----------|
| 1      | 155805.1 | 1528.448 | 507.32 | 3.2954 | 0.028367 |
| 2      | 155773.6 | 1528.139 | 451.88 | 3.3884 | 0.032739 |
| 3      | 154832.3 | 1518.904 | 382.37 | 3.4769 | 0.039461 |
| 4      | 154788   | 1518.47  | 310.27 | 3.359  | 0.046969 |
| 5      | 154749.7 | 1518.095 | 204.64 | 2.7978 | 0.0593   |



### 3.4.4.3 Έλεγχος δοκών

Κανονικά η προσαύξηση των εντατικών μεγεθών, μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, αφορά και τις δυνάμεις των δοκών, οι οποίες αποτελούν την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης των ράβδων δικτύωσης. Η δύναμη όμως αυτή μεταφέρεται και τελικώς παραλαμβάνεται από τη πλάκα-διάφραγμα του ορόφου μέσω της διατμητικής σύνδεσης δοκών-πλάκας. Άρα δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός τους. ( $N_{Ed}=0$ )

### 3.4.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά πλαίσια κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Το δικό μας κτίριο δεν είναι πλαίσιακό, αλλά κρίνεται καλό να γίνει ο έλεγχος, ο οποίος παρουσιάζεται παρακάτω. Θα πρέπει να τηρούνται τα ακόλουθα όρια:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r \cdot v \leq 0,005h$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075h$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \cdot v \leq 0,010h$$

όπου

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

$v$  είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Η τιμή του συντελεστή μείωσης  $v$  μπορεί επίσης να εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Η χρήση του προϋποθέτει ότι το ελαστικό φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης υπό την οποία πρέπει να καλυφθεί η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" έχει την ίδια μορφή με το ελαστικό φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση οριακής κατάστασης αστοχίας".

Οι τιμές που αποδίδονται στον  $v$  για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Διαφορετικές τιμές του  $v$  μπορεί να καθοριστούν για διαφορετικές σεισμικές ζώνες μιας χώρας, ανάλογα με τις σεισμικές συνθήκες διακινδύνευσης και τον στόχο για την προστασία ιδιοκτησίας. Οι συνιστώμενες τιμές του  $v$  είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και  $v = 0.5$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση και συγκεκριμένα με εδαφική επιτάχυνση 2 φορές μικρότερη από την επιτάχυνση σχεδιασμού ( $v=0.5$ , αφού το κτίριο μας ανήκει σε κατηγορία σπουδαιότητας II) οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση που ισχύει για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία:

$$dr \cdot v \leq 0,0075h = 0.0075 \cdot 350 = 2.625, \text{ όπου}$$

$v=0.5$  (κατηγορία σπουδαιότητας II)

$h=3.50 \text{ m}=350 \text{ cm}$  (ύψος ορόφου)

$dr$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, η οποία δίνεται από το πρόγραμμα για κάθε όροφο κατά  $x$  και  $y$  στους παρακάτω πίνακες :

Αποτελέσματα μετακινήσεων σεισμικής διέγερσης κατά X (ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟΣ Ο ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΤΟΤ (1\*X+0.3\*Y))

| Case/Story | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) |
|------------|---------|---------|------------|------------|
| 31 (C) (CQ | 3.5105  | 2.2434  | 3.5105     | 2.2434     |
| 31 (C) (CQ | 7.1745  | 4.5464  | 3.6640     | 2.3030     |
| 31 (C) (CQ | 10.9726 | 6.9323  | 3.7981     | 2.3859     |
| 31 (C) (CQ | 14.7297 | 9.2608  | 3.7572     | 2.3285     |
| 31 (C) (CQ | 18.2284 | 11.2920 | 3.4986     | 2.0313     |

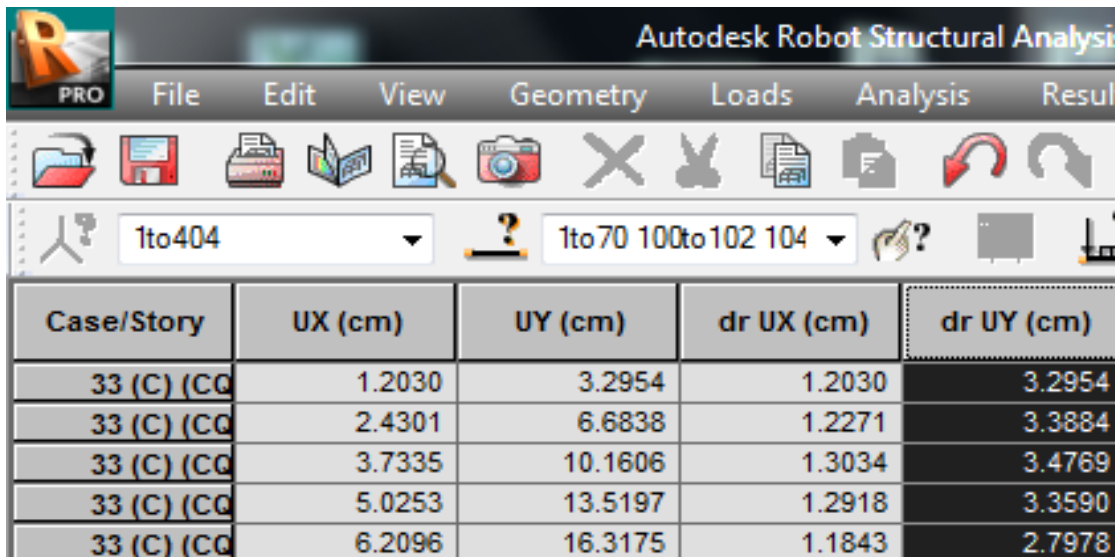
Σχήμα 3.27 :μετακινήσεις κατά X στο τελικό μας προσομοίωμα

Πίνακας 3.17 : έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά X

| Όροφος | $dr_x$ | $\gamma_x \cdot h = dr_x \cdot v$ |
|--------|--------|-----------------------------------|
| 1      | 3.5105 | 1.75525                           |
| 2      | 3.664  | 1.832                             |
| 3      | 3.7981 | 1.89905                           |
| 4      | 3.7572 | 1.8786                            |
| 5      | 3.4986 | 1.7493                            |

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος ικανοποιείται αφού η γωνιακή παραμόρφωση δεν ξεπερνάει το όριο μας που ισούται με  $dr \cdot v \leq 0,0075h = 0.0075 \cdot 350 = 2.625!$

Αποτελέσματα μετακινήσεων σεισμικής διέγερσης κατά y(δυσμενέστερος συνδυασμός:TOT(0.3\*x+1\*y) )



| Case/Story  | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) |
|-------------|---------|---------|------------|------------|
| 33 (C) (CQ) | 1.2030  | 3.2954  | 1.2030     | 3.2954     |
| 33 (C) (CQ) | 2.4301  | 6.6838  | 1.2271     | 3.3884     |
| 33 (C) (CQ) | 3.7335  | 10.1606 | 1.3034     | 3.4769     |
| 33 (C) (CQ) | 5.0253  | 13.5197 | 1.2918     | 3.3590     |
| 33 (C) (CQ) | 6.2096  | 16.3175 | 1.1843     | 2.7978     |

Σχήμα 3.28 :μετακινήσεις κατά Y στο τελικό μας προσομοίωμα

Πίνακας 3.18 :έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Y

| Όροφος | dry    | $\gamma y \cdot h = dr \cdot v$ |
|--------|--------|---------------------------------|
| 1      | 3.2954 | 1.6477                          |
| 2      | 3.3884 | 1.6942                          |
| 3      | 3.4769 | 1.73845                         |
| 4      | 3.359  | 1.6795                          |
| 5      | 2.7978 | 1.3989                          |

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος ικανοποιείται αφού η γωνιακή παραμόρφωση δεν ξεπερνάει το όριο μας που ισούται με  $\cdot v \leq 0,0075h = 0.0075 \cdot 350 = 2.625!$

### 3.4.6 Αποτελέσματα δυναμικής ιδιομορφικής ανάλυσης-δρώσες ιδιομορφικές μάζες

| Case/Mode | Frequency (Hz) | Period (sec) | Rel.mas.UX (%) | Rel.mas.UY (%) | Rel.mas.UZ (%) | Cur.mas.UX (%) | Cur.mas.UY (%) | Cur.mas.UZ (%) | Total mass UX (kg) | Total mass UY (kg) | Total mass UZ (kg) |
|-----------|----------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 25/ 1     | 0.55           | 1.80         | 64.56          | 0.08           | 0.00           | 64.56          | 0.08           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 2     | 0.84           | 1.19         | 64.56          | 80.88          | 0.00           | 0.01           | 80.80          | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 3     | 1.28           | 0.78         | 79.64          | 81.07          | 0.00           | 15.07          | 0.19           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 4     | 1.58           | 0.63         | 91.38          | 81.07          | 0.00           | 11.75          | 0.00           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 5     | 2.14           | 0.47         | 91.38          | 81.12          | 12.58          | 0.00           | 0.04           | 12.58          | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 6     | 2.15           | 0.47         | 91.38          | 81.12          | 25.32          | 0.00           | 0.00           | 12.73          | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 7     | 2.17           | 0.46         | 91.39          | 81.20          | 25.38          | 0.00           | 0.08           | 0.06           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 8     | 2.18           | 0.46         | 91.39          | 81.20          | 25.63          | 0.00           | 0.00           | 0.25           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 9     | 2.18           | 0.46         | 91.39          | 81.20          | 27.08          | 0.00           | 0.00           | 1.45           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 10    | 2.18           | 0.46         | 91.39          | 81.20          | 28.58          | 0.00           | 0.00           | 1.50           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 11    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.20          | 28.58          | 0.00           | 0.00           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 12    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.20          | 29.44          | 0.00           | 0.00           | 0.86           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 13    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.44          | 0.00           | 0.00           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 14    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.47          | 0.00           | 0.00           | 0.03           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 15    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.63          | 0.00           | 0.00           | 0.17           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 16    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.63          | 0.00           | 0.00           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 17    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.67          | 0.00           | 0.00           | 0.04           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 18    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.81          | 0.00           | 0.00           | 0.14           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 19    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.82          | 0.00           | 0.00           | 0.01           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 20    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.84          | 0.00           | 0.00           | 0.02           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 21    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.85          | 0.00           | 0.00           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 22    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.85          | 0.00           | 0.00           | 0.01           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 23    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.86          | 0.00           | 0.00           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 24    | 2.19           | 0.46         | 91.39          | 81.21          | 29.86          | 0.00           | 0.00           | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |
| 25/ 25    | 2.32           | 0.43         | 91.40          | 94.23          | 29.86          | 0.01           | 13.02          | 0.00           | 774009.94          | 774009.94          | 774009.94          |

Σχήμα 3.29 : δρώσες ιδιομορφικές μάζες

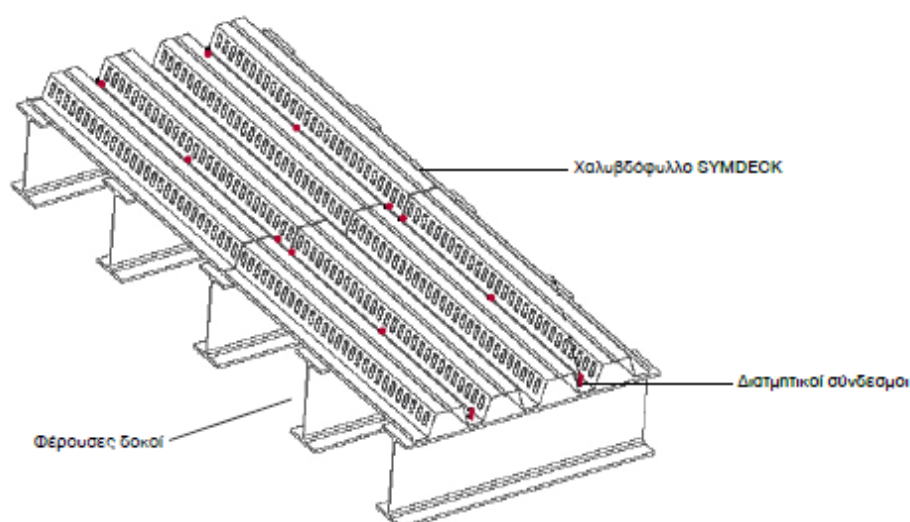
## 4 Σύμμικτες πλάκες

### 4.1 Γενικά στοιχεία

Ο ρόλος των πλακών στα κτίρια είναι:

- Μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων με λειτουργία ως στοιχεία ‘πλάκας’ στις δοκούς.
- Μεταφορά των οριζόντιων δράσεων (κυρίως σεισμικών, αλλά και θερμοκρασιακών ή από συστολή ξήρανσης ) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας (ως δίσκος)
- Λειτουργία ως άνω πέλμα των σύμμεικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσης τους με τη σιδηροδοκό.

Οι πλάκες τοποθετούνται συνήθως πάνω από τις σιδηροδοκούς, όπως άλλωστε τοποθετήθηκαν και στο κτίριο μας.



Σχήμα 4.1: απεικόνιση της σύνδεσης της πλάκας με τις δευτερεύουσες δοκούς

Σε περιπτώσεις ωστόσο όπου θέλουμε να πετύχουμε μείωση του ύψους του κτηρίου ή/και του ορόφου τότε οι πλάκες μπορούν να κατασκευαστούν εντός του ύψους των δοκών στις οποίες στηρίζονται (slim floors). Εκτός από απομείωση του ύψους αυτή η λύση προσφέρει και άλλα πλεονεκτήματα όπως αυξημένη αντίσταση των σιδηροδοκών σε πυρκαγιά (λόγω εγκιβωτισμού αυτών στο σκυρόδεμα) και οικονομία υλικού αφού δεν χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί για τη στήριξη.

Στα μεταλλικά κτίρια ως πλάκες χρησιμοποιούνται είτε λύσεις αμιγώς από σκυρόδεμα(πρόπλακες και έγχυτες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, προκατασκευασμένες πλάκες, πλάκες από έγχυτο σκυρόδεμα), είτε σύμμικτες πλάκες.

Η χρήση σύμμικτων πλακών σε δομικά έργα έχει σημειώσει αύξηση τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στη γενικότερη αύξηση της χρήσης του χάλυβα στις κατασκευές Πολιτικού Μηχανικού. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου.
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων.

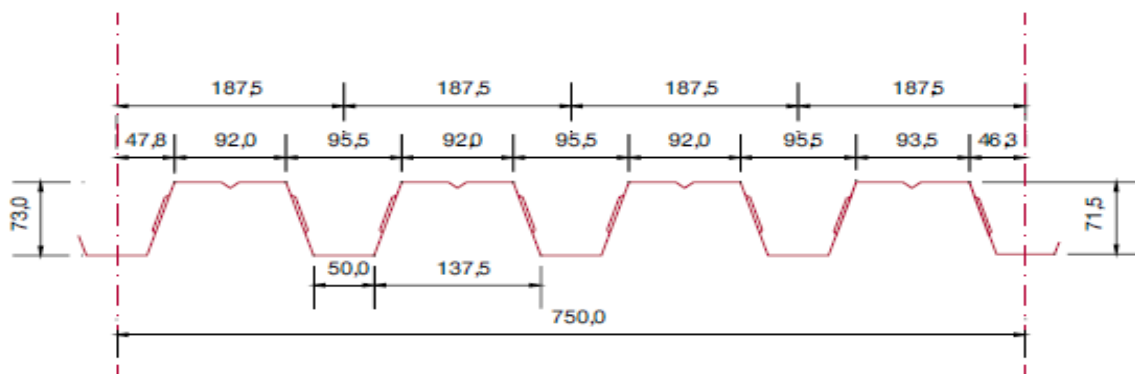
Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής- σκυροδέτησης, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Στη φάση αυτή φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το *χαλυβδόφυλλο* (με τις στηρίξεις), το οποίο παράλληλα χρησιμεύει και σαν μεταλλότυπος της πλάκας.

Στη φάση λειτουργίας ,μετά δηλαδή την πήξη του σκυροδέματος ,το χαλυβδόφυλλο και το σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά τη διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σε αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών. Για την εξασφάλιση της σύμμικτης δράσης, οι επιφάνειες των χαλυβδόφυλλων δεν είναι λείες , αλλά έχουν αυλακώσεις ή εγκοπές. Κατά την ανάλυση των σύμμικτων πλακών λοιπόν εξετάζονται όλες οι καταστάσεις σχεδιασμού, λαμβανομένης υπόψη της διαφορετικής λειτουργίας τους στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας.

Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως αμφιέριστα ή ως συνεχή στοιχεία. Στη περίπτωση μας επιλέγουμε *συνεχή χαλυβδόφυλλα*, ώστε να εκμεταλλευτούμε το πλεονέκτημα τους, και συγκεκριμένα το γεγονός ότι στη φάση λειτουργίας λειτουργούν σαν συνεχείς δοκοί και προσφέρουν καλύτερη πλευρική στήριξη έναντι κινδύνου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη σιδηροδοκό κατά τη φάση κατασκευής.

Στη περίπτωση επιλογής συνεχών χαλυβδόφυλλων πρέπει το πάχος τους να περιορίζεται στα 1,25mm, ώστε κατά τη συγκόλληση να λιώνει το μέταλλο του φύλλου και να αποκαθίσταται η σύνδεση ήλου-χαλυβδόφυλλου-δοκού. Φροντίσαμε λοιπόν να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός επιλέγοντας πάχος χαλυβδόφυλλου 1,00 mm. Όσο αφορά στη συγκόλληση ,δεν θα πρέπει να γίνεται στη θέση της αυλάκωσης ,όπου δεν υπάρχει άμεση επαφή φύλλου και πέλματος της δοκού. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας *ελαφρύς οπλισμός* που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της *συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων*, όπως σ εμάς.

Αναλυτικά, ο έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας του υπό εξέταση φορέα, έγινε με τη χρήση του προγράμματος *SymDeck Designer*, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο *SYMDECK73* που αναπτύχθηκε από την εταιρεία *ΕΛΑΣΤΡΟΝ* και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο.



**Σχήμα 4.2 :** Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

**Πίνακας 4.1:** γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής.

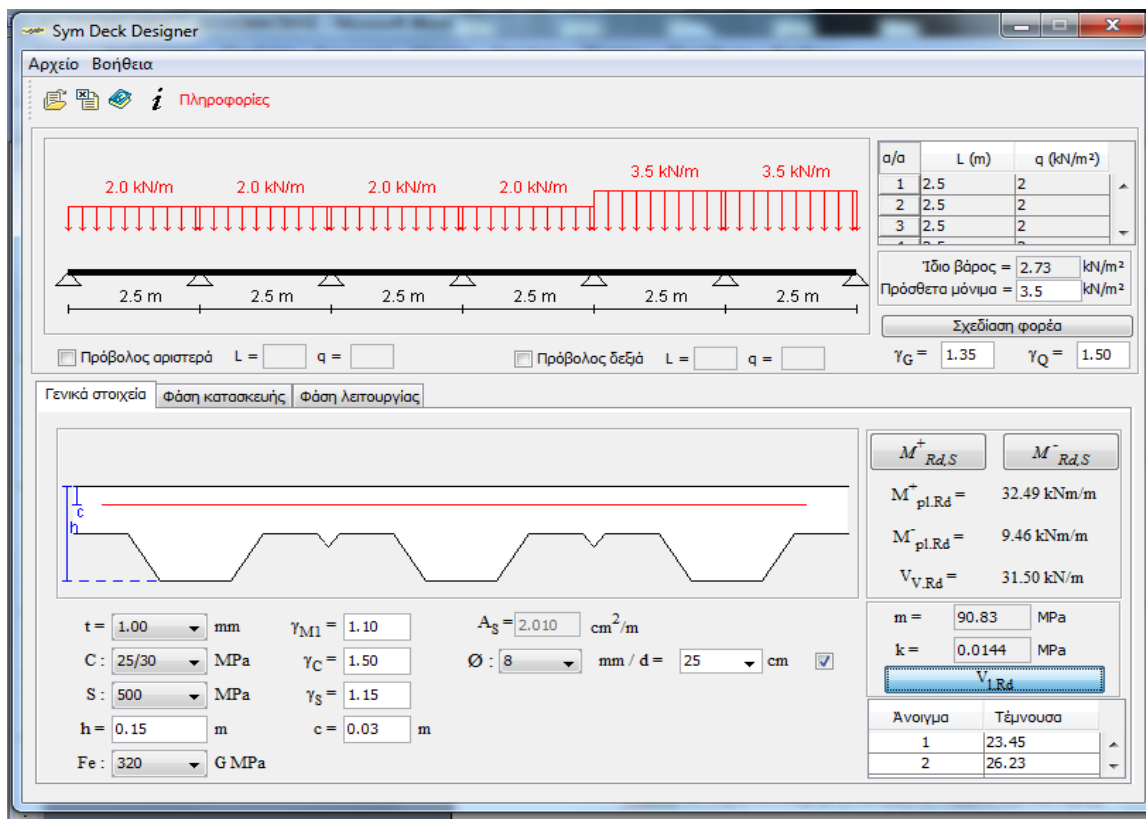
| <b>Πάχος</b>    | <b>t (mm)</b>                       | <b>0,75</b> | <b>0,80</b> | <b>1,00</b> | <b>1,25</b> |
|-----------------|-------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Βάρος           | G (kg/m <sup>2</sup> )              | 9,81        | 10,47       | 13,08       | 16,36       |
| Επιφάνεια       | A (cm <sup>2</sup> /m)              | 12,76       | 13,533      | 16,96       | 21,31       |
| Ροπή αδράνειας  | L <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m) | 110,01      | 117,33      | 147,22      | 184,43      |
| Ροπή αντίστασης | W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m) | 27,57       | 29,48       | 36,99       | 42,23       |

Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι :

1. Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1.3: General rules – supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting (ENV 1993-1-3:1996)
2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (ENV 1994-1-1:1992)
3. ΕΚΩΣ 2000: Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος 2000

#### Εισαγωγή γεωμετρίας και φορτίων

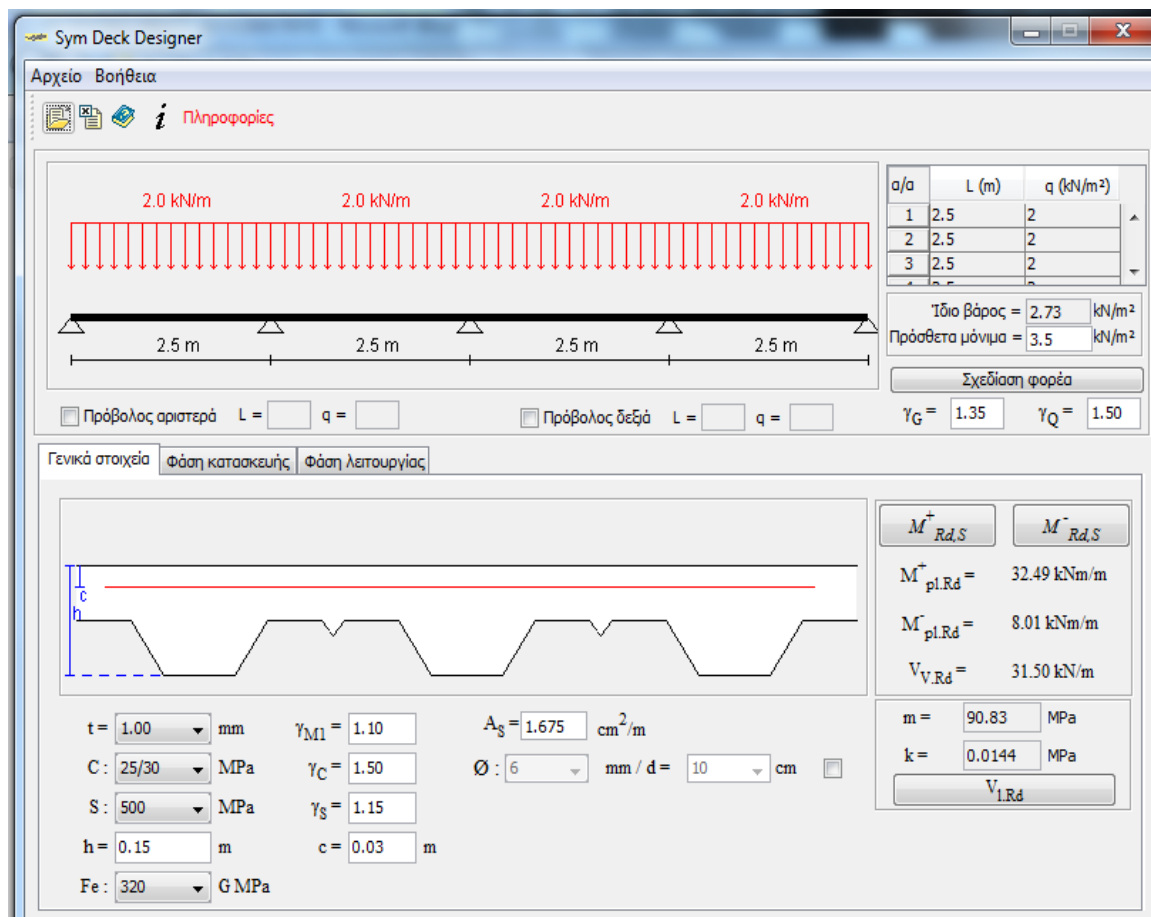
Η αρχική μάσκα του προγράμματος είναι αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 4.3. Από αυτή μπορεί να γίνει η εισαγωγή των δεδομένων.



Σχήμα 4.3: τομή 1-κλιμακοστάσιο

Στον πίνακα που βρίσκεται στα δεξιά επάνω μπορούν να συμπληρωθούν τα μήκη  $L(m)$  των φατνωμάτων καθώς επίσης και τα ωφέλιμα φορτία  $q (kN/m^2)$  του φορέα. Στο κτίριο μας έχουμε 2 διαφορετικές τομές υπό εξέταση και αποφασίζουμε να βάλουμε παντού τα δυσμενέστερα που απαιτούνται από τις 2 περιπτώσεις. Στη μια τομή έχουμε 6 ανοίγματα, εκ των οποίων τα 2 ακραία είναι στο κλιμακοστάσιο και έχουμε αυξημένα κινητά φορτία, οπότε είναι η δυσμενέστερη περίπτωση. Στη δεύτερη τομή έχουμε 4 ανοίγματα όμοια μεταξύ τους και με αυτά της πρώτης τομής που βρίσκονται εκτός του κλιμακοστασίου.





#### Σχήμα 4.4 : τομή 2-εκτός κλιμακοστασίου

Οι έλεγχοι θα παρουσιαστούν για τη τομή των 6 ανοιγμάτων(τομή 1 που είναι κ η δυσμενέστερη)!

Τα δεδομένα εισαγωγής για την υπό μελέτη πλάκα είναι τα εξής:

- Γεωμετρία Φορέα  
Μήκος φατνώματος:  $L = 2,5\text{m}$
- Φορτία  
Μόνιμα (ίδιο βάρος πλάκας) :  $2,73\text{ kN/m}^2$   
Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, μόνωση, κλπ) :  $3,5\text{ kN/m}^2$   
Ωφέλιμα :  $3,5\text{ kN/m}^2$  (σε όλα τα φατνώματα του κλιμακοστασίου)  
Ωφέλιμα :  $2,0\text{ kN/m}^2$  (σε όλα τα υπόλοιπα φατνώματα)  
Συντελεστές ασφαλείας φορτίων:  
Α)Ο.Κ.Α.  
Συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων:  $\gamma_G = 1,35$   
Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων:  $\gamma_Q = 1,5$   
Β)Ο.Κ.Λ.  
Συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων:  $\gamma_G = 1,00$   
Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων:  $\gamma_Q = 1,00$

- Γενικά στοιχεία – Παράμετροι των υλικών  
 Πάχος χαλυβδόφυλλου:  $t = 1,00\text{mm}$   
 Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe320G  
 Πάχος πλάκας:  $h = 0,15\text{m}$   
 Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30  
 Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: S500s  
 Επικάλυψη οπλισμού:  $c = 0,003\text{ m}$   
 Εμβαδόν οπλισμού:  $A_s = 2.010\text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\Phi 8/250\text{mm}$ )

- Συντελεστές ασφαλείας υλικών

Χάλυβας χαλυβδόφυλλου:  $\gamma_{m1} = 1.10$

Σκυροδέματος:  $\gamma_c = 1.50$

Χάλυβας οπλισμού:  $\gamma_s = 1.15$

- Πειραματικά προσδιορισμένοι συντελεστές  
 $m = 90,83\text{Mpa}$   
 $k = 0,0144\text{ Mpa}$

Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν:

Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ( $d \leq 20\text{cm}$ ).

Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ( $t \geq 0,75\text{mm}$ ).

Για σκυροδέματα με  $f_{ck} \geq 20\text{ Mpa}$  (C20/25 και άνω).

Για χαλυβδόφυλλα με  $f_y \geq 293\text{ Mpa}$  (πρακτικά Fe320G και άνω).

Ακριβώς κάτω από τον πίνακα υπάρχει το πεδίο «*Ιδιο βάρος*», του οποίου η τιμή δεν μπορεί να αλλάξει από τον χρήστη αλλά υπολογίζεται αυτόματα με βάση τα δεδομένα του φορέα και το πεδίο «*Πρόσθετα μόνιμα*» στο οποίο μπορεί να εισαχθεί το φορτίο που επιθυμούμε. Μέσω του προγράμματος αυτού υπολογίστηκε αυτόματα το ίδιο βάρος της πλάκας ( $2,73\text{KN}/\text{m}^2$ ) το οποίο εισήγαμε έπειτα στο *ROBOT* σε όλους τους ορόφους, στο επίπεδο της πλάκας. Πιέζοντας το κουμπί «*Σχεδίαση φορέα*» γίνεται η επίλυση. Το σχήμα του φορέα εμφανίζεται με βάση την γεωμετρία που ορίσαμε και έχουν γίνει όλες οι επιλύσεις. Οι επιλύσεις αυτές θ' αλλάξουν μόλις αλλάξουμε κάποια από τις παραμέτρους των υλικών.

#### Καθορισμός παραμέτρων των υλικών

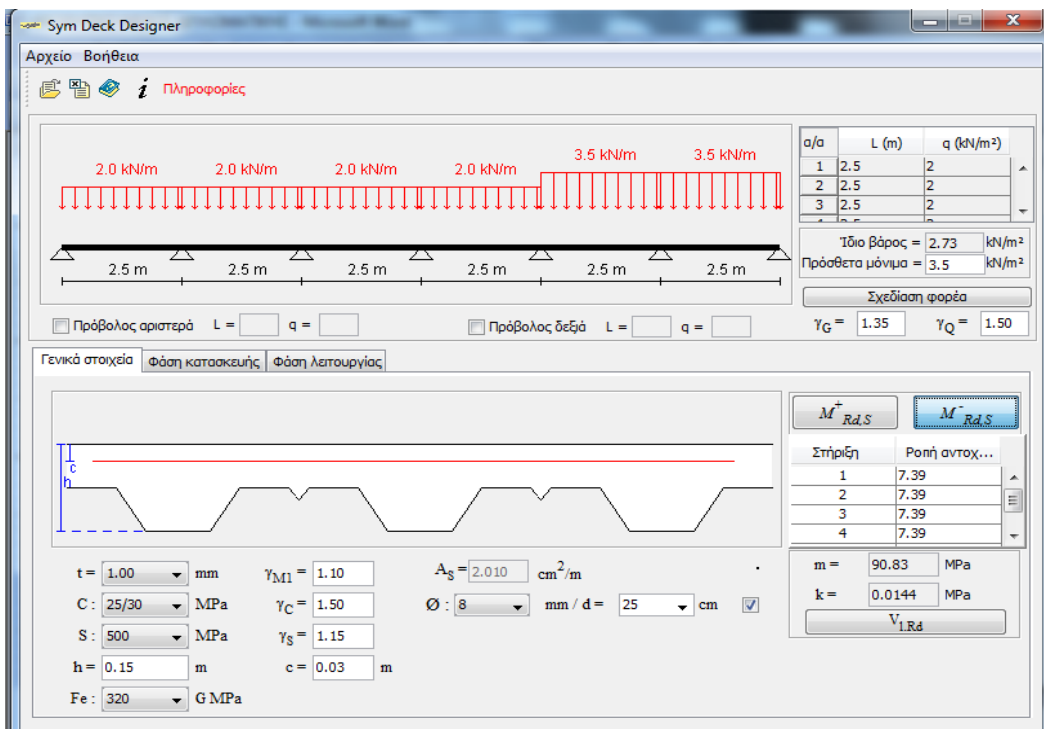
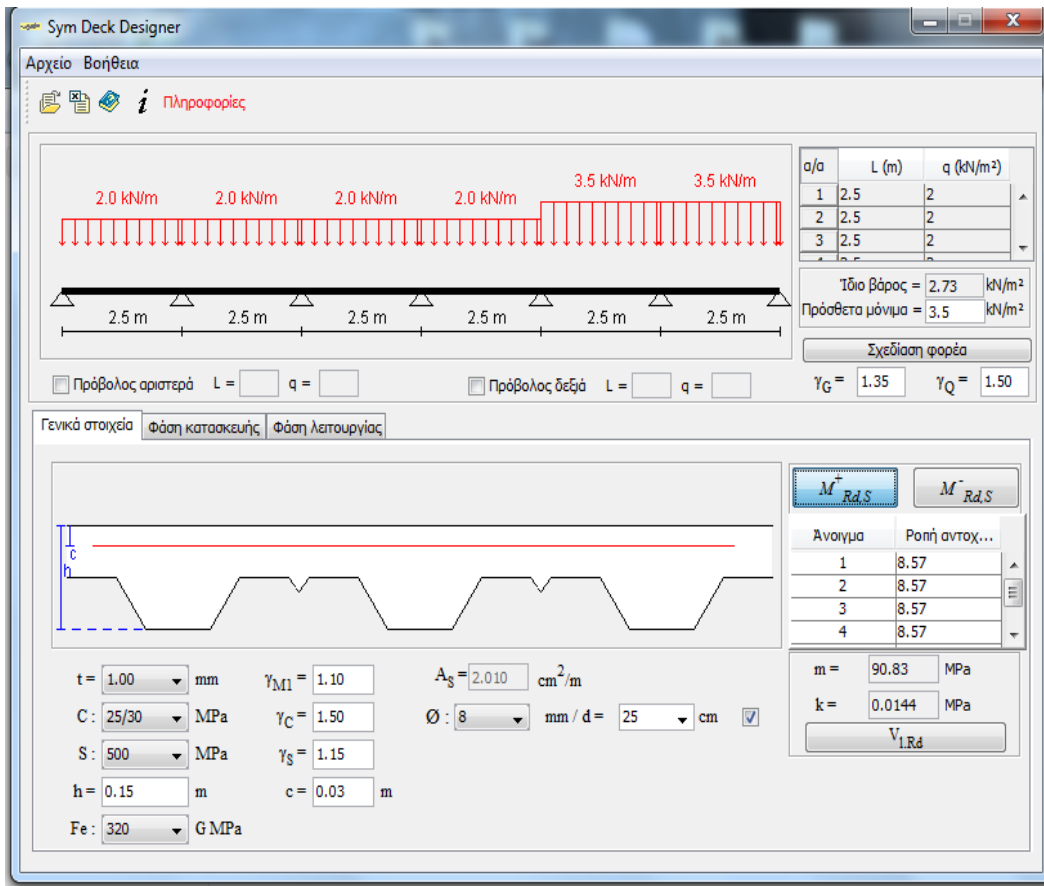
Στο κάτω αριστερά τμήμα της καρτέλας «*Γενικά στοιχεία*» (Σχήμα 4.5) μπορούν να καθορισθούν οι παράμετροι των υλικών.

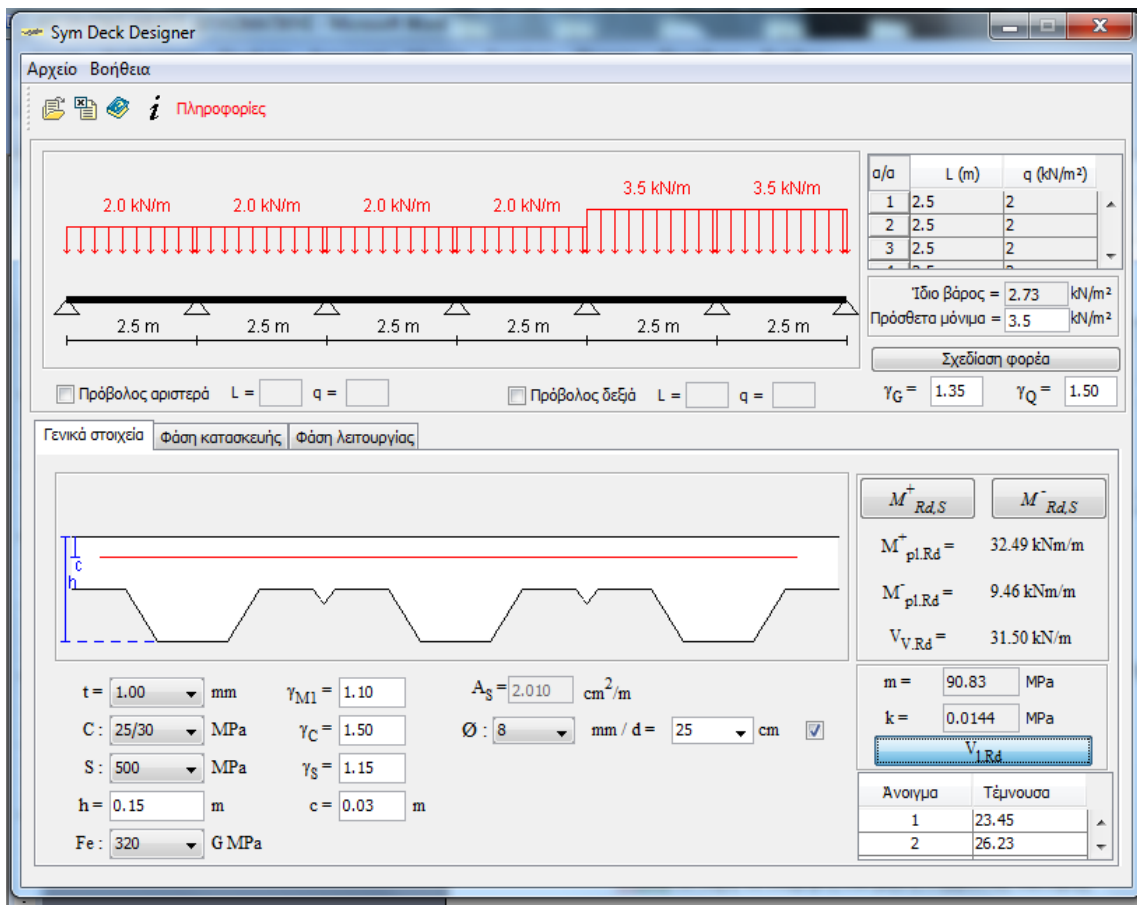
|     |       |      |                 |      |               |       |                    |
|-----|-------|------|-----------------|------|---------------|-------|--------------------|
| t = | 1.00  | mm   | $\gamma_{M1}$ = | 1.10 | $A_s$ =       | 2.010 | cm <sup>2</sup> /m |
| C:  | 25/30 | MPa  | $\gamma_C$ =    | 1.50 | $\emptyset$ : | 6     | mm / d = 10 cm     |
| S:  | 500   | MPa  | $\gamma_S$ =    | 1.15 |               |       |                    |
| h = | 0.15  | m    | c =             | 0.03 | m             |       |                    |
| Fe: | 320   | GMPa |                 |      |               |       |                    |

**Σχήμα 4.5 :**Καθορισμός παραμέτρων των υλικών

Εδώ μπορούν να ορισθούν: το πάχος «*t*» του χαλυβδόφυλλου, ο τύπος (αντοχή) του σκυροδέματος, η ποιότητα του χάλυβα του οπλισμού, το συνολικό πάχος «*h*» της πλάκας, η επικάλυψη «*c*», του οπλισμού, το εμβαδόν του οπλισμού «*A<sub>s</sub>*» και οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών  $\gamma_{M1}$ ,  $\gamma_C$ ,  $\gamma_S$  (συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα του χαλυβδόφυλλου, του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού, αντίστοιχα). Το πεδίο Fe320G είναι η ποιότητα του χάλυβα του χαλυβδόφυλλου και δεν είναι ελεύθερο για αλλαγή. Εάν ο χρήστης επιθυμεί, μπορεί να επιλέξει οπλισμό ανά μονάδα μήκους και το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τη τιμή του εμβαδού *A<sub>s</sub>* ανά μέτρο μήκους και την εμφανίζει στο αντίστοιχο πεδίο. Η επιλογή αυτή ενεργοποιείται από το *check* δεξιά στο Σχήμα 4.5.

Αφού επιλέξουμε τα στοιχεία αυτά έχει ολοκληρωθεί η επίλυση του φορέα. Μπορούμε αν θέλουμε να δούμε τις αντοχές του φορέα, στη φάση κατασκευής -χαλυβδόφυλλο (Σχήματα 4.6,4.7) και στη φάση λειτουργίας -σύμμικτη διατομή (Σχήμα 4.8).





Σχήμα 4.8: αντοχές σύμμικτης διατομής  $M_{pl,Rd}^+$   $M_{pl,Rd}^-$   $V_{V,Rd}$   $V_{I,Rd}$

Οι τιμές που μπορούμε να δούμε είναι αντίστοιχα:

Θετική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου

Αρνητική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου

$M_{pl,Rd}^+$  Θετική ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής

$M_{pl,Rd}^-$  Αρνητική ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής

$V_{V,Rd}$  Τέμνουσα αντοχής σύμμικτης διατομής

$V_{I,Rd}$  Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση σύμμικτης διατομής

## 4.2 Φάση κατασκευής-χαλυβδόφυλλο

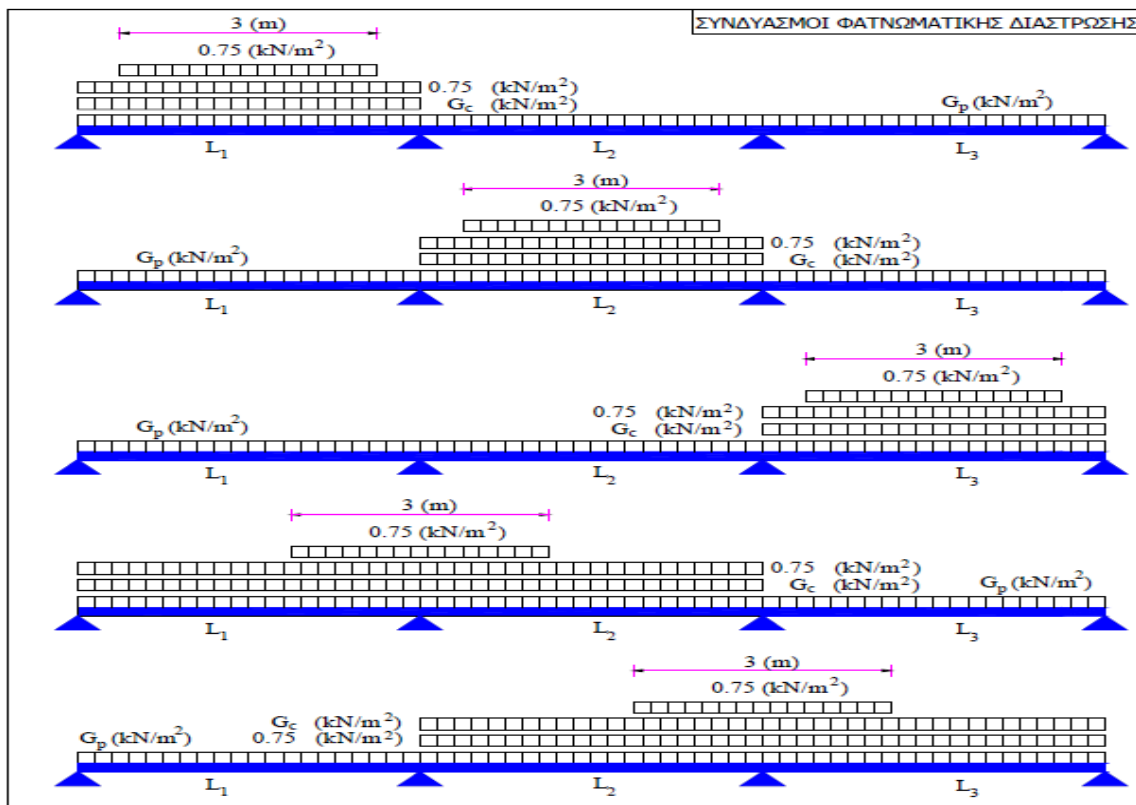
### Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Τμήμα 1.3). Στην περίπτωση όπου για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Συγκεκριμένα στο στάδιο κατασκευής, όπου το γυμνό χαλυβδόφυλλο καλείται να φέρει το ίδιο βάρος του, το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα λοιπά φορτία διάστρωσης, η ανάγκη για προσωρινή υποστήριξη κρίνεται απαραίτητη στην περίπτωση που οι δρώσες καμπτικές ροπές από τα παραπάνω φορτία είναι μεγαλύτερες των καμπτικών ροπών αντοχής του χαλυβδόφυλλου. Το πρόγραμμα παρέχει τη δυνατότητα να εισαχθούν προσωρινές στηρίξεις στ' ανοίγματα για να μειωθούν οι ροπές και οι παραμορφώσεις του φορέα στην φάση κατασκευής ώστε να ικανοποιηθούν οι έλεγχοι. Στο φορέα μας δεν απαιτήθηκε ενδιάμεση υποστήριξη της πλάκας.

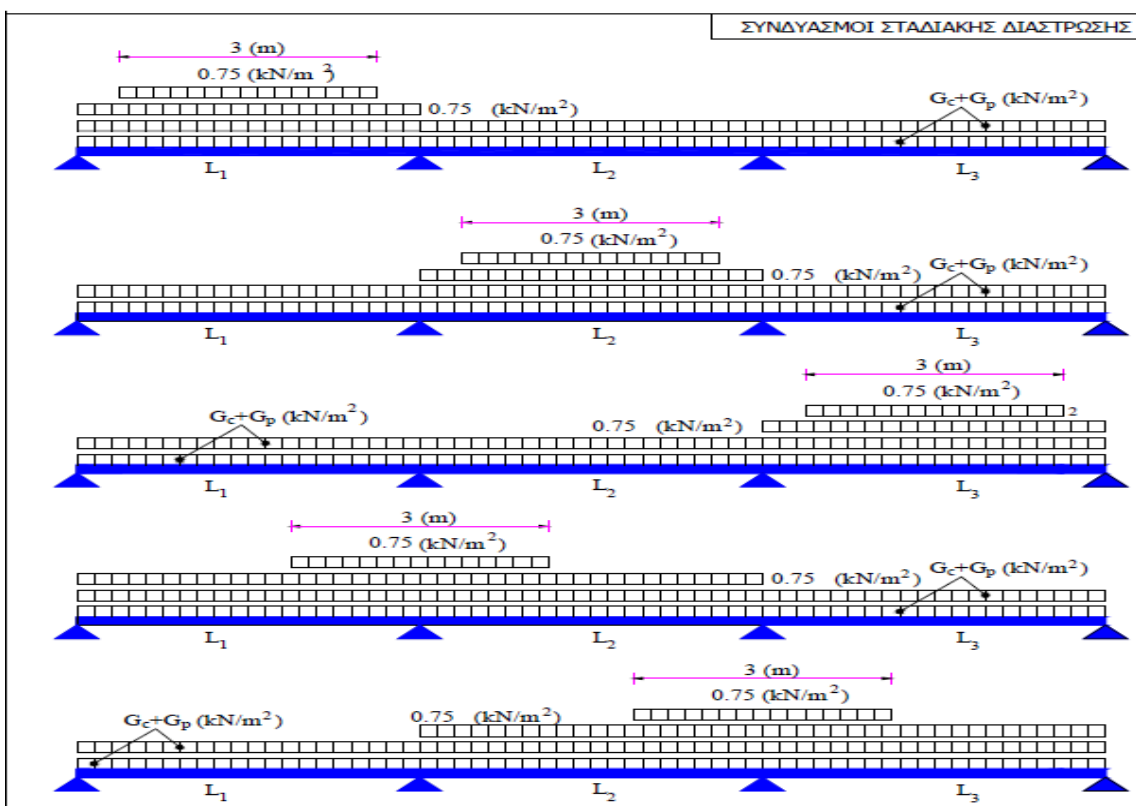
Για τον υπολογισμό των δρωσών ροπών, εξάγεται η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον Ευρωκώδικα 4. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία :

- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου  $G_p$  (Μόνιμη φόρτιση)
- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (Μόνιμη φόρτιση). Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις: α) Φατνωματική διάστρωση(σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάτνωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάτνωμα, Σχήμα 4.9) β) Σταδιακή διάστρωση (η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας, Σχήμα 4.10).
- Φορτίο διάστρωσης (λαμβάνεται ως ωφέλιμο φορτίο). Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $1.5 \text{ kN/m}^2$  που δρα σε επιφάνεια  $3\text{m} \times 3\text{m}$  (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $0.75 \text{ kN/m}^2$  που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης.

Για τα παραπάνω φορτία γίνεται θεώρηση της πλέον δυσμενούς φόρτισης στο χαλυβδόφυλλο, όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.9 και 4.10.



Σχήμα 4.9 : Συνδυασμοί φορτίσεων φατνωματικής διάστρωσης



Σχήμα 4.10 : Συνδυασμοί φορτίσεων σταδιακής διάστρωσης.

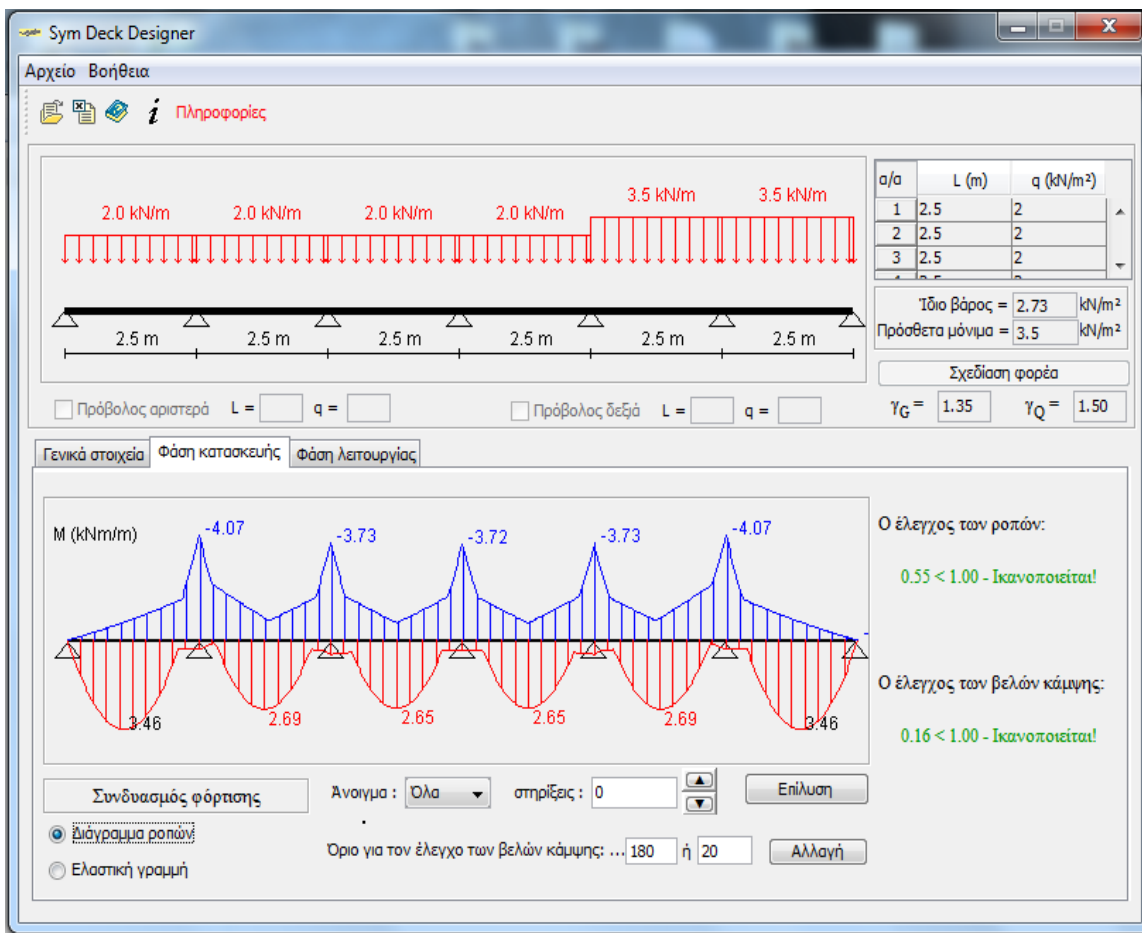
- Για τον έλεγχο της *οριακής κατάστασης αστοχίας*, λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.35 για τις μόνιμες δράσεις, ενώ για τις μεταβλητές δράσεις (φορτία διάστρωσης) λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.50.

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

- Για τον έλεγχο της *οριακής κατάστασης λειτουργικότητας*, λαμβάνονται συντελεστές ασφαλείας φορτίων ίσοι με 1.00. Στον έλεγχο αυτό θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Ο έλεγχος της ελαστικής γραμμής γίνεται με βάση το όριο που φαίνεται στο αντίστοιχο πεδίο και είναι το ελάχιστο από τα L/180 και 20 mm όπως ορίζει ο κανονισμός. Ο χρήστης μπορεί ν' αλλάξει τις τιμές αυτές έτσι ώστε να ικανοποιήσει τις απαιτήσεις της μελέτης.

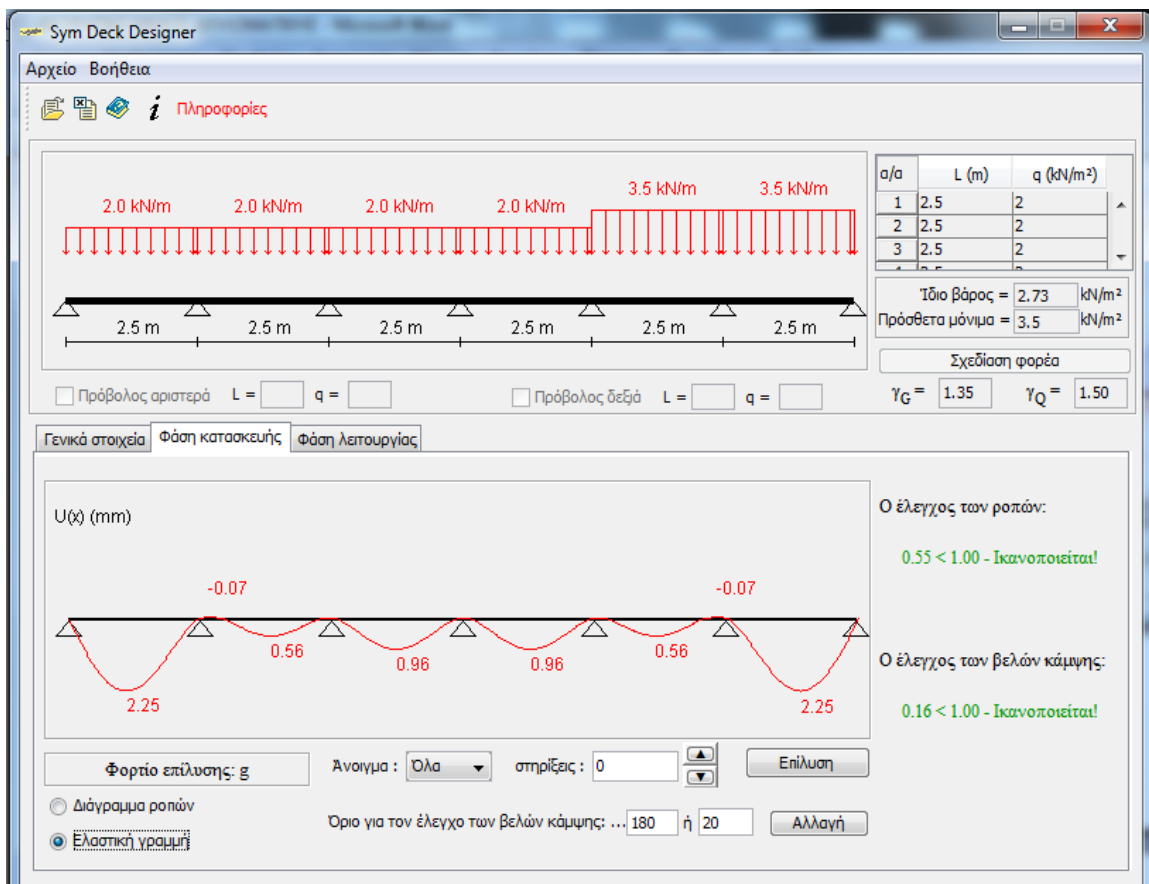
Για την εξαγωγή λοιπόν της ελαστικής γραμμής-άρα και των βελών κάμψης λαμβάνεται υπόψη η δυσκαμψία της *πλήρους* διατομής του χαλυβδόφυλλου.

Επιλέγοντας την καρτέλα «Φάση κατασκευής», μπορούμε να δούμε τα διαγράμματα των ροπών κάμψης(Σχήμα 4.11) και την ελαστική γραμμή του φορέα (Σχήμα 4.12)



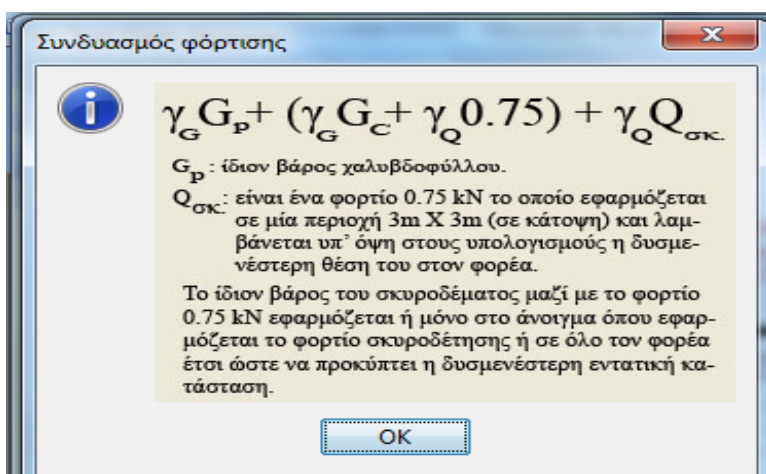
Σχήμα 4.11: Φάση λειτουργίας- διάγραμμα ροπών





Σχήμα 4.12 : φάση κατασκευής-ελαστική γραμμή/έλεγχος βελών

Στα δεξιά βλέπουμε αν ικανοποιούνται ή όχι οι έλεγχοι των ροπών και των βελών κάμψης καθώς επίσης και τους συντελεστές εκμετάλλευσης της διατομής για τον κάθε έλεγχο. Η εναλλαγή των διαγραμμάτων γίνεται από τα κουμπιά κάτω αριστερά. Όταν ο έλεγχος δεν ικανοποιείται εμφανίζονται στο διάγραμμα οι μαύρες οριζόντιες γραμμές οι οποίες δείχνουν τις τιμές αντοχής της διατομής. Στο πεδίο «Συνδυασμός φόρτισης» μπορούμε να δούμε το συνδυασμό με τον οποίο έγινε η κάθε επίλυση.



Σχήμα 4.13 : συνδυασμός με τον οποίο έγινε η κάθε επίλυση

### Έλεγχοι στη φάση κατασκευής

#### A). Έλεγχοι προγράμματος

Ο.Κ.Α.

##### i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma G * G_p + (\gamma G * G_c + \gamma Q * 0.75) + \gamma Q * Q_{σκ}$ .

όπου:

- το φορτίο  $Q_{σκ}$  είναι ένα φορτίο 0,75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα,

- το ίδιο βάρος του σκυροδέματος,  $Q_c$ , μαζί με το φορτίο 0,75 kN εφαρμόζεται ή μόνο στο άνοιγμα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση,

-  $G_p$  είναι το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι:  $0,55 < 1,00$

Ο.Κ.Α.

##### ii) Έλεγχος βελών κάμψης

Φορτίο επίλυσης : g

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: 1/180 ή 20mm

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι:  $0,16 < 1,00$

Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή στήριξη.

#### B). Έλεγχοι που έγιναν στο χέρι

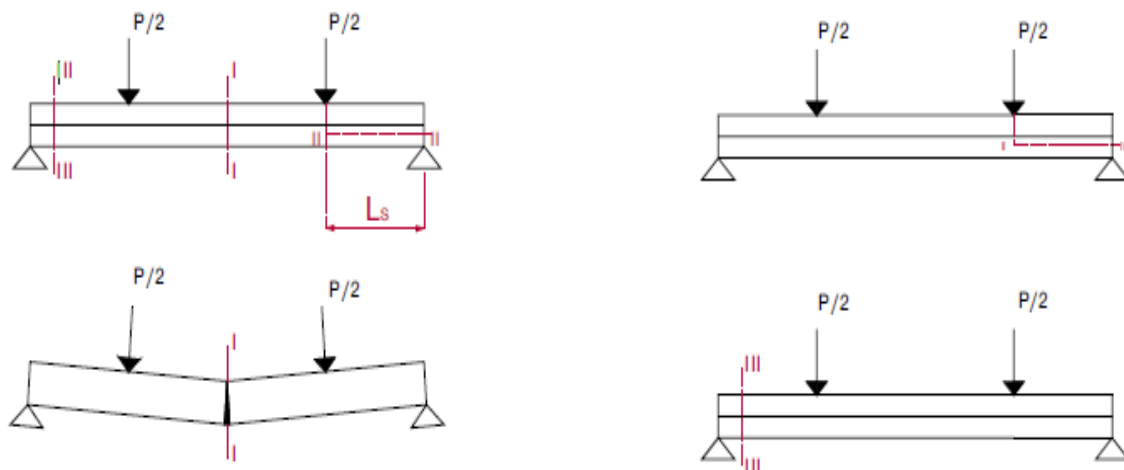
Ελέγχθηκε αν ικανοποιούνται τα ελάχιστα πλάτη έδρασης των χαλυβδόφυλλων επί των δοκών. Οι δευτερεύουσες δοκοί επί των οποίων θεωρούμε ότι εδράζονται τα χαλυβδόφυλλα κατά τη στατική μας επίλυση είναι διατομής HEA140, οπότε έχουν πλάτος πέλματος 140 mm, το οποίο επαρκεί για την έδραση των χαλυβδόφυλλων (απαιτούνται 50 mm για το χαλυβδόφυλλο και 75mm για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας)

(Κανονικά στην Ο.Κ.Α. θα έπρεπε να γίνει και έλεγχος τεμνουσών εκτός από ροπών)

## 4.3 Φάση λειτουργίας-σύμμικτες πλάκες

Στη φάση λειτουργίας, το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχόν ενδιάμεσων υποστυλώσεων. Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της *σύμμικτης πλάκας* οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μία από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική Αστοχία (κρίσιμη διατομή I)
- Διαμήκης Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή II)
- Κατακόρυφη Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή III)



**Σχήμα 4.14: μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών**

#### *Καμπτική αστοχία*

Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτή την περίπτωση κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

#### *Αστοχία σε κατακόρυφη διάτμηση (τέμνουσα)*

Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία. Κρίσιμη διατομή είναι η διατομή III.

#### *Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση*

Όταν οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που εμφανίζονται στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χαλυβδόφυλλου, δεν παραλαμβάνονται επαρκώς, τότε η διατομή στο άνοιγμα της πλάκας (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους  $L_s$  σε μια από δύο τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σ' αυτή την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού για το οποίο επέρχεται καμπτική αστοχία.

Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά τη συμπεριφορά τους και τις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα. Ο προσδιορισμός της αντοχής της σύμμικτης πλάκας έναντι διαμήκους διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές παραμέτρους  $m$ ,  $k$ , οι οποίες καθορίζονται μετά από κατάλληλη πειραματική διαδικασία.

Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση στη σύμμικτη πλάκα είναι τα ίδιο βάρος  $G$  και το ωφέλιμο κινητό φορτίο  $Q$ . Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου  $Q$  σ' όλη την επιφάνεια του φορέα.

Διενεργούνται δύο έλεγχοι:

- Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας:

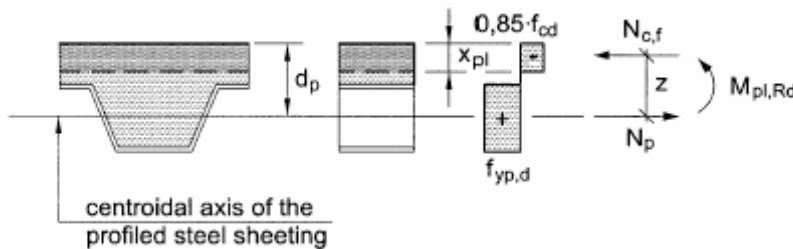
Γίνεται με βάση τη φόρτιση  $1.35G + 1.50Q$  από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη,  $E Sd$  (αντοχή σε θετικές ροπές  $Msd+$ , αντοχής σε αρνητικές ροπές  $Msd-$ , αντοχής σε κατακόρυφη διάτμηση  $Vsd.v$ , αντοχή σε διαμήκη διάτμηση  $Vsd.l$ )

- Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας :

Γίνεται με βάση τη φόρτιση  $1.00G + 1.00Q$  με βάση την οποία υπολογίζεται η ελαστική γραμμή του φορέα. Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων χρησιμοποιείται δυσκαμψία που αντιστοιχεί στον μέσο όρο των δυσκαμψιών της ρηγματωμένης και της αρηγμάτωτης διατομής.

Οι αντοχές της σύμμικτης διατομής υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις :

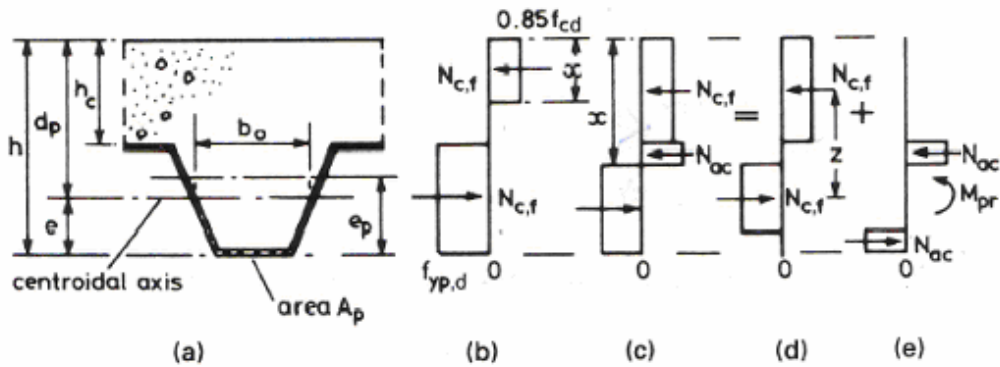
□ Έναντι θετικής ροπής κάμψης (ουδέτερος άξονας πάνω από το χαλυβδόφυλλο)



Σχήμα 4.15: αντοχή έναντι θετικής ροπής κάμψης-ουδέτερος άξονας κάτω απ' το χαλυβδόφυλλο

$$M_{pl,Rd}^+ = z \times N_p = z \times N_{c,f}$$

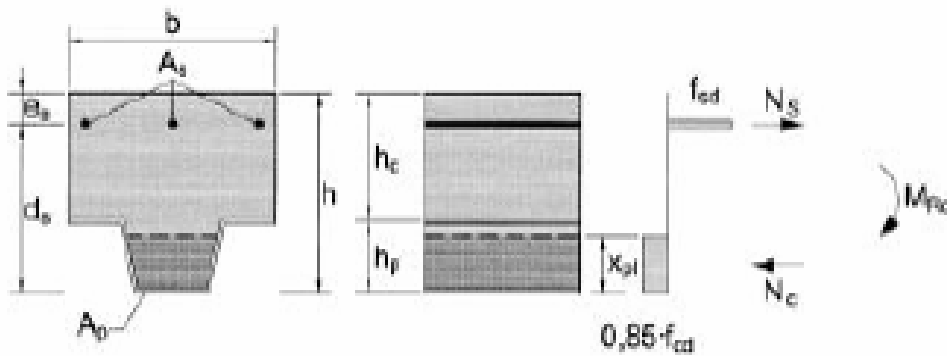
□ Έναντι θετικής ροπής κάμψης (ουδέτερος άξονας κάτω από το χαλυβδόφυλλο)



Σχήμα 4.16: αντοχή έναντι θετικής ροπής κάμψης-ουδέτερος άξονας κάτω απ' το χαλυβδόφυλλο

$$M_{pl,rd}^+ = z \times N_{c,f} + M_{pr}$$

□ Έναντι αρνητικής ροπής κάμψης



Σχήμα 4.17 : αντοχή έναντι αρνητικής ροπής κάμψης

$$M_{pl,rd}^- = N_c \times z = N_s \times z$$

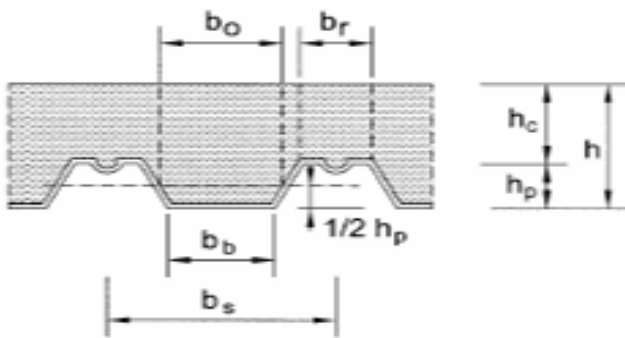
□ Έναντι κατακόρυφης διάτμησης

$$V_{v,rd} = b_o * d_p * \tau_{rd} * k_v * (1.2 + 40 * p)$$

όπου

- $b_o$  , χαρακτηριστικό πλάτος υπολογισμού της σύμμικτης πλάκας σε mm
- $d_p$  , στατικό ύψος της πλάκας σε mm
- $\tau_{rd} = (0.25 * f_{ck} * 0.05) \gamma_c$
- $p = A_p / (d_o * d_p) < 0.02$
- $k_v = (1.6 - d_p) \geq 1$  , όπου  $d_p$  σε m

Ως εμβαδόν,  $A_p$  , του χαλυβδόφυλλου θεωρείται η ενεργός επιφάνειά του, αμελώντας τα εντυπώματα, η οποία εμπεριέχεται όμως στο πλάτος,  $b_o$ .



Σχήμα 4.18 : γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

□ Έναντι διαμήκουσ διάτμησης

$$V_{l,Rd} = \frac{b * d_p}{\gamma_{v,s}} * \left( \frac{m * A_p}{b * L_s} + k \right)$$

όπου

- $b$ , χαρακτηριστικό πλάτος υπολογισμού της σύμμικτης πλάκας σε mm
- $d_p$  στατικό ύψος της πλάκας σε mm
- $A_p$ , το ονομαστικό εμβαδόν του χαλυβδόφυλλου σε mm<sup>2</sup>
- $L_s$ , διατμητικό άνοιγμα σε mm
- $\gamma_{v,s} = 1.25$
- $m, k$  χαρακτηριστικές τάσεις σε N/mm<sup>2</sup>

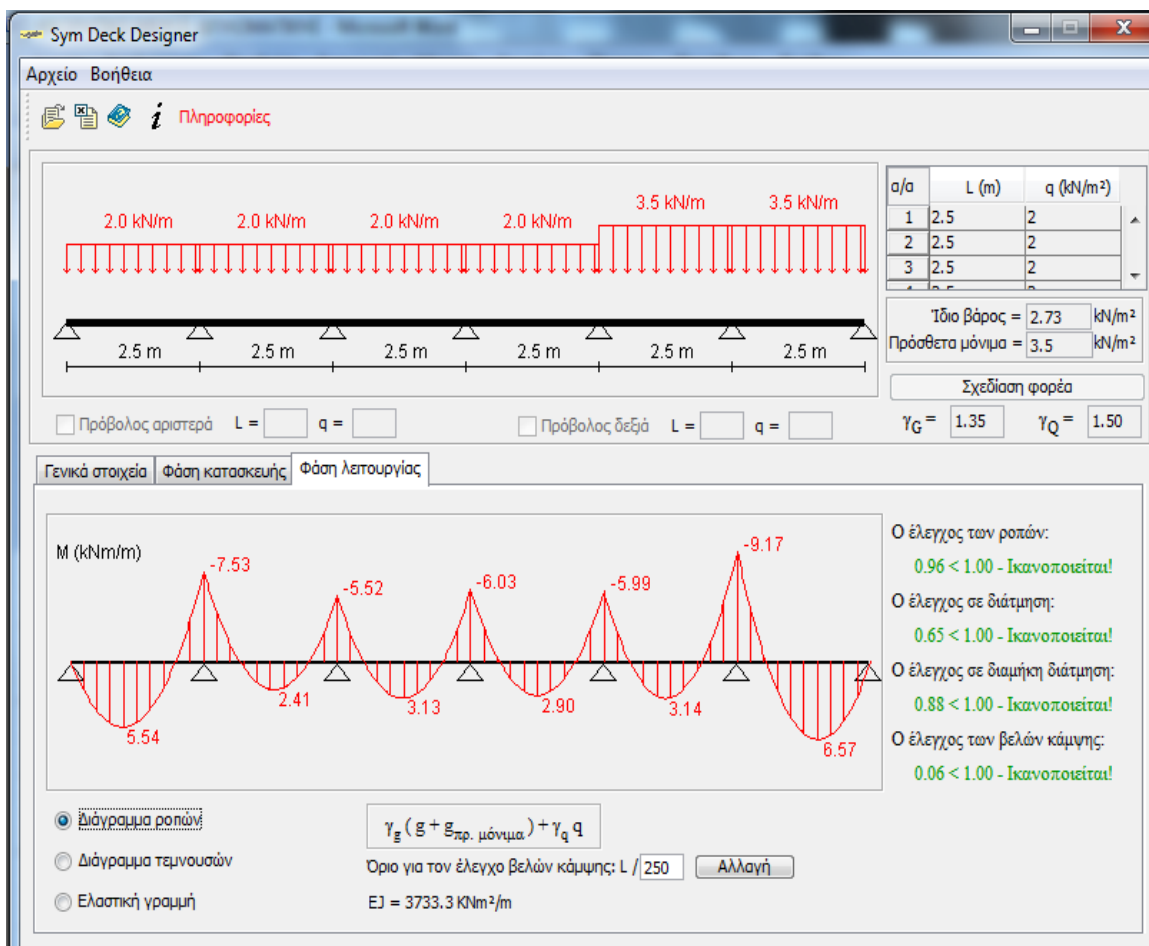
Οι τιμές των συντελεστών  $m, k$  υπολογίστηκαν μετά από σειρά πειραματικών δοκιμών σε σύμμικτες πλάκες που εκτελεστήκαν στο Εργαστήριο Τεχνολογίας και Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, στα πλαίσια σχετικού ερευνητικού προγράμματος.

Επιλέγοντας την καρτέλα «Φάση λειτουργίας», μπορούμε να δούμε τα διαγράμματα των ροπών κάμψης, των τεμνουσών και την ελαστική γραμμή του φορέα. Σ' αυτή τη φάση δε λαμβάνονται υπόψη οι επιπλέον στηρίξεις που πιθανόν έχουμε προσθέσει

στην φάση κατασκευής, αλλά μόνο ο φορέας με τη γεωμετρία που ορίσαμε στην αρχή.

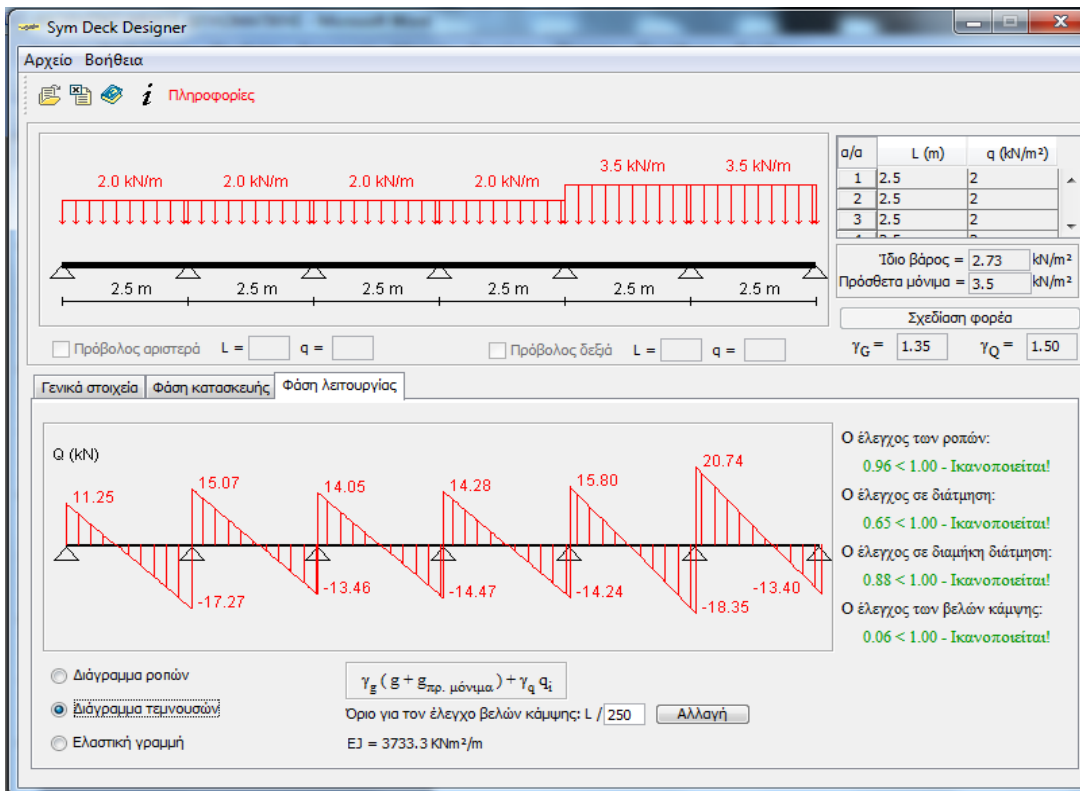
Όπως και στη φάση κατασκευής, έτσι και εδώ μπορούμε να εναλλάσσουμε τα διαγράμματα από τα κουμπιά κάτω αριστερά. Στο πεδίο κάτω από το εκάστοτε διάγραμμα βλέπουμε το συνδυασμό φόρτισης με τον οποίο υπολογίστηκαν οι δράσεις. Στα διαγράμματα, αν δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι φαίνονται με οριζόντιες γραμμές οι αντοχές της σύμμικτης διατομής. Στο δεξιά μέρος της οθόνης βλέπουμε εάν ικανοποιούνται ή όχι οι έλεγχοι σ' αυτήν τη φάση και τους συντελεστές εκμετάλλευσης της διατομής.

Επίσης και εδώ είναι δυνατόν να αλλάξουν τα όρια με τα οποία γίνεται ο έλεγχος των βελών κάμψης. Ο έλεγχος της διαμήκουσ διάτμησης φαίνεται μαζί μ' αυτόν της εγκάρσιας διάτμησης αφού η δράση είναι η ίδια, αλλά τα όρια εμφανίζονται με διαφορετικό χρώμα γραμμής.



Σχήμα 4.19 : Φάση λειτουργίας-διάγραμμα ροπών

Κατά τη διάρκεια της επισκόπησης των διαγραμμάτων στις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας δεν μπορούμε να κάνουμε αλλαγές στα δεδομένα του φορέα τα οποία βλέπουμε στο πάνω μέρος της οθόνης. Για ν' αλλάξουμε κάτι πρέπει να επιστρέψουμε στην αρχική καρτέλα «Γενικά στοιχεία». Σε περίπτωση που οι αλλαγές που κάνουμε επηρεάζουν τη φάση κατασκευής, για παράδειγμα ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου, με την επίλυση του φορέα σβήνονται οι ενδιάμεσες στηρίξεις που πιθανόν είχαμε εισάγει.



Σχήμα 4.20 : Φάση λειτουργίας-διάγραμμα τεμνουσών





Σχήμα 4.21 : Φάση λειτουργίας-ελαστική γραμμή/έλεγχος βελών

### Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας

#### A) Έλεγχοι προγράμματος

O.K.A.

#### i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι:  $0,96 < 1,00$

#### ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκου διάτμησης

Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι:  $0,65 < 1,00$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκου διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι:  $0,88 < 1,00$

O.K.A.

#### iii) Έλεγχος βελών κάμψης

Συνδυασμός φόρτισης :  $g + g_{\text{προσθ.}} + q$

Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης:  $1/250$

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι:  $0,06 < 1,00$

#### iv) Έλεγχος ρηγματώσεων

Προς περιορισμό της ρηγματώσεως, προβλέπεται πρόσθετος οπλισμός πλάκας στις περιοχές των αρνητικών ροπών. Για πλάκες χωρίς προσωρινή υποστήριξη, όπως στη περίπτωση μας, το ποσοστό του πρόσθετου οπλισμού είναι 0.4%, ενώ στις περιοχές των ανοιγμάτων μπορεί να μειώνεται στο μισό. Από το πρόγραμμα υπολογίστηκε ενιαίος οπλισμός  $A_s = 2.010 (\Phi 8/250 \text{ mm})$  ο οποίος τοποθετήθηκε σ' όλο το μήκος της πλάκας γι αυτό το σκοπό.

B)Έλεγχοι που έγιναν στο χέρι

i)περιορισμοί για τα ελάχιστα πάχη των σύμμικτων πλακών

Στη περίπτωση κτιρίων που η πλάκα εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία ,πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής περιορισμοί :

$\min h=90\text{ mm}<150\text{ mm} \rightarrow$  συνολικό πάχος πλάκας

$\min h_c=50\text{mm}<77\text{ mm}\rightarrow$  πάχος πλάκας άνω του χαλυβδόφυλλου

O.K.A

ii) Έλεγχος διάτρησης $\rightarrow$ δεν απαιτείται αφού δεν έχουμε συγκεντρωμένα φορτία

iii)διατμητική σύνδεση $\rightarrow$  Το άνω πέλαμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Η ύπαρξη των νευρώσεων στα χαλυβδοφυλλα καλύπτει την μεταφορά της διαμήκης διάτμησης από το μπετό στο χαλυβδόφυλλο, οπότε δεν απαιτείται έλεγχος των διατμητικών συνδέσεων.

iv) Αντοχή σε πυρκαγιά

Σε περίπτωση πυρκαγιάς το λεπτό χαλυβδόφυλλο χάνει γρήγορα την αντοχή του και επομένως δεν λειτουργεί πια ως οπλισμός της σύμμικτης πλάκας. Για το λόγο αυτό τοποθετούνται μεμονωμένες ράβδοι οπλισμού στις αυλακώσεις της πλάκας με επαρκή επικάλυψη(συνήθως έως 25mm). Σε περίπτωση πυρκαγιάς η θερμοκρασία του οπλισμού αυτού δεν αυξάνεται σημαντικά λόγω της προστασίας από το σκυρόδεμα και η αντοχή του δεν μειώνεται πολύ. Έτσι ο οπλισμός υποκαθιστά τη λειτουργία του χαλυβδόφυλλου σε περίπτωση πυρκαγιάς. Ο τρόπος υπολογισμού περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 4, ωστόσο στη παρούσα διπλωματική δεν έγινε αναλυτικός υπολογισμός του οπλισμού αυτού.

O.K.A.

v)έλεγχος ταλαντώσεων

Η ιδιοσυχνότητα προσδιορίζεται με βάση τα ίδια βάρη της πλάκας και των λοιπών επικαλύψεων και των ωφέλιμων φορτίων σε ποσοστό  $\psi_2^* Q$ . Αν δεν διατίθενται άλλα στοιχεία, η ιδιοσυχνότητα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 4Hz για κτίρια κατοικίας, γραφείων, χώρους στάθμευσης κλπ. Οι ιδιοσυχνότητες προσδιορίζονται με κατάλληλη δυναμική ανάλυση,στην περίπτωση μας δεν πραγματοποιήσαμε αυτ'η την ανάλυση.

## 5 Συνδέσεις

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία(μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι :

A). Η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων

B). Η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων

Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέρη. Υποτίθεται ότι η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση, π.χ. στη διεπιφάνεια μεταξύ του άκρου της δοκού και του υποστυλώματος σε ένα κόμβο δοκού υποστυλώματος.

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Απλές συνδέσεις : είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσας), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν τη τέμνουσα της δοκού στο υποστύλωμα, καθώς και οι αρθρωτές συνδέσεις δικτυωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν στους κόμβους τις αξονικές δυνάμεις των ράβδων του δικτυώματος.
- Συνδέσεις ροπής : είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης κατατάσσουμε τις συνδέσεις σε :

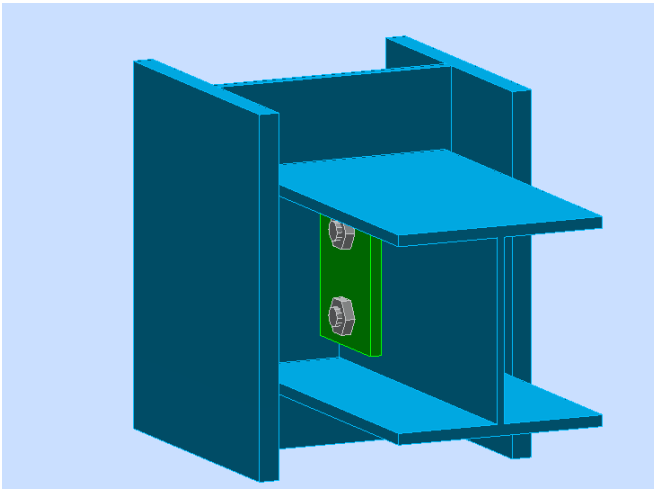
- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλέμες κλπ.)
- Συγκολλητές συνδέσεις

| Κατηγορία κοχλία              | 4.6 | 5.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|
| $f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 240 | 300 | 480 | 640 | 900  |
| $f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 400 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

Στη παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθούν οι εξής συνδέσεις:

- ✓ Σύνδεση υποστυλώματος με κύρια δοκό → σύνδεση διάτμησης (στο πρόγραμμα)
- ✓ Έδραση υποστυλωμάτων → αρθρωτή έδραση (στο πρόγραμμα)
- ✓ Σύνδεση διαγώνιου με υποστύλωμα και δευτερεύουσα δοκό (στο χέρι) και αναλυτικός υπολογισμός της σύνδεσης υποστυλώματος-δοκού (στο πρόγραμμα)

## 5.1 Σύνδεση υποστυλώματος με κύρια δοκό



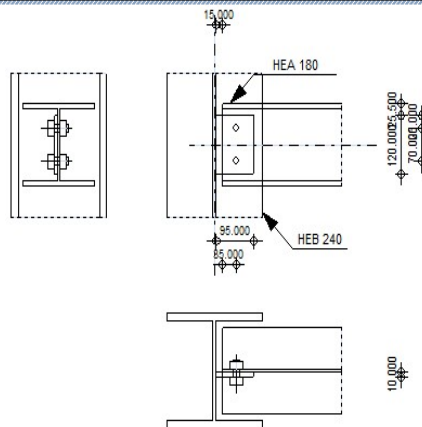
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012-Student Version

### Calculation of the beam-column (web) connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio  
0.93



#### GENERAL

|                  |                         |
|------------------|-------------------------|
| Connection no.:  | 3                       |
| Connection name: | υποστυλιωμα-κυρια dokos |
| Structure node:  | 16                      |
| Structure bars:  | 7, 202                  |

## GEOMETRY

---

### COLUMN

|                  |               |                    |   |
|------------------|---------------|--------------------|---|
| Section: HEB 240 |               |                    |   |
| Bar no.: 7       |               |                    |   |
| $\alpha =$       | -90.0         | [Deg]              | Inclination angle                         |
| $h_c =$          | 240.000       | [mm]               | Height of column section                  |
| $b_{fc} =$       | 240.000       | [mm]               | Width of column section                   |
| $t_{wc} =$       | 10.000        | [mm]               | Thickness of the web of column section    |
| $t_{fc} =$       | 17.000        | [mm]               | Thickness of the flange of column section |
| $r_c =$          | 21.000        | [mm]               | Radius of column section fillet           |
| $A_c =$          | 10598.600     | [mm <sup>2</sup> ] | Cross-sectional area of a column          |
| $I_{yc} =$       | 112593000.000 | [mm <sup>4</sup> ] | Moment of inertia of the column section   |
| Material: S275   |               |                    |   |
| $f_{yc} =$       | 275000.00     | [kPa]              | Design resistance                         |
| $f_{uc} =$       | 430000.00     | [kPa]              | Tensile resistance                        |

### BEAM

|                  |              |                    |   |
|------------------|--------------|--------------------|---|
| Section: HEA 140 |              |                    |   |
| Bar no.: 100     |              |                    |   |
| $\alpha =$       | 0.0          | [Deg]              | Inclination angle                       |
| $h_b =$          | 133.000      | [mm]               | Height of beam section                  |
| $b_b =$          | 140.000      | [mm]               | Width of beam section                   |
| $t_{wb} =$       | 5.500        | [mm]               | Thickness of the web of beam section    |
| $t_{fb} =$       | 8.500        | [mm]               | Thickness of the flange of beam section |
| $r_b =$          | 12.000       | [mm]               | Radius of beam section fillet           |
| $A_b =$          | 3141.610     | [mm <sup>2</sup> ] | Cross-sectional area of a beam          |
| $I_{yb} =$       | 10331300.000 | [mm <sup>4</sup> ] | Moment of inertia of the beam section   |
| Material: S275   |              |                    |   |
| $f_{yb} =$       | 275000.00    | [kPa]              | Design resistance                       |

### BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

|                   |           |                    |                                  |
|-------------------|-----------|--------------------|----------------------------------|
| Class =           | 8.8       |                    | Bolt class                       |
| d =               | 14.000    | [mm]               | Bolt diameter                    |
| d <sub>0</sub> =  | 16.000    | [mm]               | Bolt opening diameter            |
| A <sub>s</sub> =  | 115.000   | [mm <sup>2</sup> ] | Effective section area of a bolt |
| A <sub>v</sub> =  | 153.938   | [mm <sup>2</sup> ] | Area of bolt section             |
| f <sub>ub</sub> = | 800000.00 | [kPa]              | Tensile resistance               |
| k =               | 1         |                    | Number of bolt columns           |
| w =               | 2         |                    | Number of bolt rows              |
| e <sub>1</sub> =  | 22.000    | [mm]               | Level of first bolt              |
| p <sub>1</sub> =  | 48.000    | [mm]               | Vertical spacing                 |

### WELDS

|                   |       |      |   |
|-------------------|-------|------|---|
| a <sub>cp</sub> = | 5.000 | [mm] | Fillet welds connecting plate with column |
|-------------------|-------|------|---|

### MATERIAL FACTORS

|                 |      |  |                       |
|-----------------|------|--|-----------------------|
| $\gamma_{M0} =$ | 1.00 |  | Partial safety factor |
| $\gamma_{M2} =$ | 1.25 |  | Partial safety factor |

### LOADS

---

Case: Manual calculations.

|                     |        |        |                |
|---------------------|--------|--------|----------------|
| N <sub>b,Ed</sub> = | 0.00   | [kN]   | Axial force    |
| V <sub>b,Ed</sub> = | -41.53 | [kN]   | Shear force    |
| M <sub>b,Ed</sub> = | 0.00   | [kN*m] | Bending moment |

## RESULTS

### BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

#### BOLT CAPACITIES

$$F_{v,Rd} = 59.11 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of the shank of a single bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 f_{ub} A_v m / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the beam

##### Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8(e_1/d_0) - 1.7, 1.4(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.73 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3^*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.73 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 48.29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \alpha_{bx} f_u A_t / \gamma_{M2}$$

##### Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.75 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3^*d_0), p_1/(3^*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.75 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 49.66 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u A_t / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the plate

##### Direction x

$$k_{1x} = 2.15 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8(e_1/d_0) - 1.7, 1.4(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.15 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.83 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3^*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.83 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{Rdx} = 48.29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 49.66 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-46.29| < 48.29 \quad \text{verified} \quad (0.96)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |20.77| < 49.66 \quad \text{verified} \quad (0.42)$$

### VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING

#### PLATE

$$A_{nt} = 337.500 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 427.500 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 123.01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-41.53| < 123.01 \quad \text{verified} \quad (0.34)$$

#### BEAM

$$A_{nt} = 151.250 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$A_{nv} = 374.000 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Area of the section in shear}$$

$$V_{effRd} = 83.61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design capacity of a section weakened by openings} \quad V_{effRd} = 0.5 f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-41.53| < 83.61 \quad \text{verified} \quad (0.50)$$

### WELD RESISTANCE

#### FILLET WELDS CONNECTING PLATE WITH COLUMN

$$A_s = 460.000 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Weld area} \quad A_s = h_p a_{gp}$$

$$\tau_{II} = -45141.30 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Parallel tangent stress} \quad \tau_{II} = 0.5 V_{b,Ed} / A_s$$

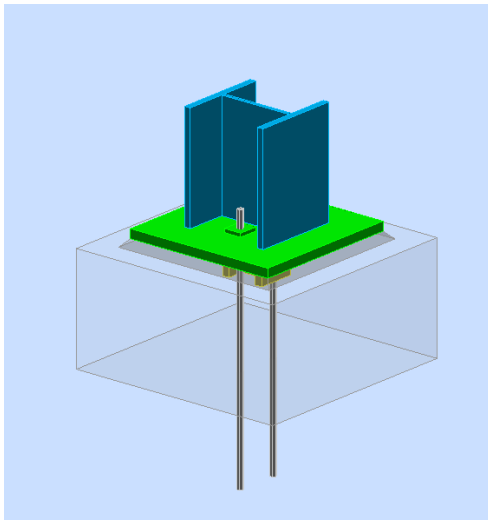
$$\beta_w = 0.85 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [\text{Table 4.1}]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 81934.19 < 404705.88 \quad \text{verified} \quad (0.20)$$

Connection conforms to the code

Ratio 0.96

## 5.2 Έδραση υποστυλωμάτων



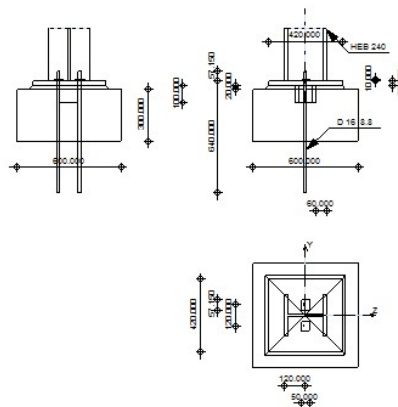
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012-Student Version

### Pinned column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete



Ratio  
0.49



### GENERAL

Connection no.: 2  
Connection name: arthrwth edrash ypostylwmatos  
Structure node: 15  
Structure bars: 7

### GEOMETRY

#### COLUMN

Section: HEB 240

## COLUMN BASE

|                  |           |       |                              |
|------------------|-----------|-------|------------------------------|
| $l_{pd} =$       | 420.000   | [mm]  | Length                       |
| $b_{pd} =$       | 420.000   | [mm]  | Width                        |
| $t_{pd} =$       | 25.000    | [mm]  | Thickness                    |
| Material: S275J0 |           |       |                              |
| $f_{ypd} =$      | 275000.00 | [kPa] | Resistance                   |
| $f_{upd} =$      | 410000.00 | [kPa] | Yield strength of a material |

## ANCHORAGE

|            |           |                    |   |
|------------|-----------|--------------------|---|
| Class =    | 8.8       |                    | Anchor class                            |
| $f_{yb} =$ | 640000.00 | [kPa]              | Yield strength of the anchor material   |
| $f_{ub} =$ | 800000.00 | [kPa]              | Tensile strength of the anchor material |
| $d =$      | 16.000    | [mm]               | Bolt diameter                           |
| $A_b =$    | 157.000   | [mm <sup>2</sup> ] | Effective anchor area                   |
| $n =$      | 2         |                    | Number of bolt rows                     |
| $e_v =$    | 120.000   | [mm]               | Vertical spacing                        |

### Anchor dimensions

|         |         |      |  |
|---------|---------|------|--|
| $L_1 =$ | 57.150  | [mm] |  |
| $L_2 =$ | 640.000 | [mm] |  |

### Washer

|            |        |      |           |
|------------|--------|------|-----------|
| $l_{wd} =$ | 50.000 | [mm] | Length    |
| $b_{wd} =$ | 57.150 | [mm] | Width     |
| $t_{wd} =$ | 10.000 | [mm] | Thickness |

## WEDGE

|                  |           |       |            |
|------------------|-----------|-------|------------|
| Section: HEM 100 |           |       |            |
| $l_w =$          | 100.000   | [mm]  | Length     |
| Material: S275JR |           |       |            |
| $f_{vw} =$       | 275000.00 | [kPa] | Resistance |

## MATERIAL FACTORS

|                 |      |  |                       |
|-----------------|------|--|-----------------------|
| $\gamma_{M0} =$ | 1.00 |  | Partial safety factor |
| $\gamma_{M2} =$ | 1.25 |  | Partial safety factor |
| $\gamma_C =$    | 1.50 |  | Partial safety factor |

## SPREAD FOOTING

|       |         |      |                       |
|-------|---------|------|-----------------------|
| $L =$ | 600.000 | [mm] | Spread footing length |
| $B =$ | 600.000 | [mm] | Spread footing width  |
| $H =$ | 300.000 | [mm] | Spread footing height |

### Concrete

|              |          |       |   |
|--------------|----------|-------|---|
| Class C25/30 |          |       |   |
| $f_{ck} =$   | 25000.00 | [kPa] | Characteristic resistance for compression |

### Grout layer

|              |          |       |   |
|--------------|----------|-------|---|
| $t_g =$      | 20.000   | [mm]  | Thickness of leveling layer (grout)               |
| $f_{ck,g} =$ | 12000.00 | [kPa] | Characteristic resistance for compression         |
| $C_{f,d} =$  | 0.30     |       | Coeff. of friction between the base plate and con |

## WELDS

|         |       |      |                                  |
|---------|-------|------|----------------------------------|
| $a_p =$ | 3.000 | [mm] | Footing plate of the column base |
| $a_w =$ | 1.000 | [mm] | Wedge                            |

## LOADS

Case: Manual calculations.

|                |         |      |             |
|----------------|---------|------|-------------|
| $N_{j,Ed} =$   | -715.88 | [kN] | Axial force |
| $V_{j,Ed,y} =$ | -0.35   | [kN] | Shear force |
| $V_{j,Ed,z} =$ | 0.28    | [kN] | Shear force |



## RESULTS

### COMPRESSION ZONE

#### COMPRESSION OF CONCRETE

|  |            |                    |  |
|--|------------|--------------------|--|
| $f_{cd}$   | 16666.67   | [kPa]              | Design compressive resistance                                  |
| $f_j$  | 15873.02   | [kPa]              | Design bearing resistance under the base plate                 |
| $c = t_p \cdot \sqrt{(f_{yp} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M2}))}$                                |            |                    |  |
| $c$  | 60.078     | [mm]               | Additional width of the bearing pressure zone                  |
| $b_{eff}$  | 137.156    | [mm]               | Effective width of the bearing pressure zone under the flange  |
| $l_{eff}$  | 360.156    | [mm]               | Effective length of the bearing pressure zone under the flange |
| $A_{c0}$   | 49397.630  | [mm <sup>2</sup> ] | Area of the joint between the base plate and the foundation    |
| $A_{c1}$   | 226200.000 | [mm <sup>2</sup> ] | Maximum design area of load distribution                       |
| $F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$ |            |                    |  |
| $A_{c1}$   | 226200.000 | [mm <sup>2</sup> ] | Maximum design area of load distribution                       |
| $\beta_j$  | 0.67       |                    | Reduction factor for compression                               |
| $f_{jd} = \beta_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$                                      |            |                    |  |
| $f_{jd}$   | 23776.65   | [kPa]              | Design bearing resistance                                      |
| $A_{c,n}$  | 109968.365 | [mm <sup>2</sup> ] | Bearing area for compression                                   |
| $F_{c,Rd,i} = A_{c,n} \cdot f_{jd}$  |            |                    |  |
| $F_{c,Rd,n}$   | 2614.68    | [kN]               | Bearing resistance of concrete for compression                 |

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

|                         |         |      |  |
|-------------------------|---------|------|--|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$ |         |      |  |
| $N_{j,Rd}$              | 2614.68 | [kN] | Resistance of a spread footing for axial compression |

#### SHEAR CHECK

|  |        |      |                                 |                 |
|--|--------|------|---------------------------------|-----------------|
| $V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$ |        |      |                                 |                 |
| $V_{j,Rd,y}$   | 533.76 | [kN] | Connection resistance for shear | CEB [9.3.1]     |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1.0$   |        |      | 0.00 < 1.00                     | verified (0.00) |
| $V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$ |        |      |                                 |                 |
| $V_{j,Rd,z}$   | 501.09 | [kN] | Connection resistance for shear | CEB [9.3.1]     |
| $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1.0$   |        |      | 0.00 < 1.00                     | verified (0.00) |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1.0$   |        |      | 0.00 < 1.00                     | verified (0.00) |

#### WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

|  |          |       |   |                 |
|--|----------|-------|---|-----------------|
| $\sigma_{\perp}$   | 93602.74 | [kPa] | Normal stress in a weld                 | [4.5.3.(7)]     |
| $\tau_{\perp}$   | 93602.74 | [kPa] | Perpendicular tangent stress            | [4.5.3.(7)]     |
| $\tau_{yII}$   | -124.11  | [kPa] | Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$ | [4.5.3.(7)]     |
| $\tau_{zII}$   | 226.54   | [kPa] | Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$ | [4.5.3.(7)]     |
| $\beta_W$  | 0.85     |       | Resistance-dependent coefficient        | [4.5.3.(7)]     |
| $\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)  |          |       | 0.32 < 1.00                             | verified (0.32) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 \cdot (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)   |          |       | 0.49 < 1.00                             | verified (0.49) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 \cdot (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) |          |       | 0.49 < 1.00                             | verified (0.49) |

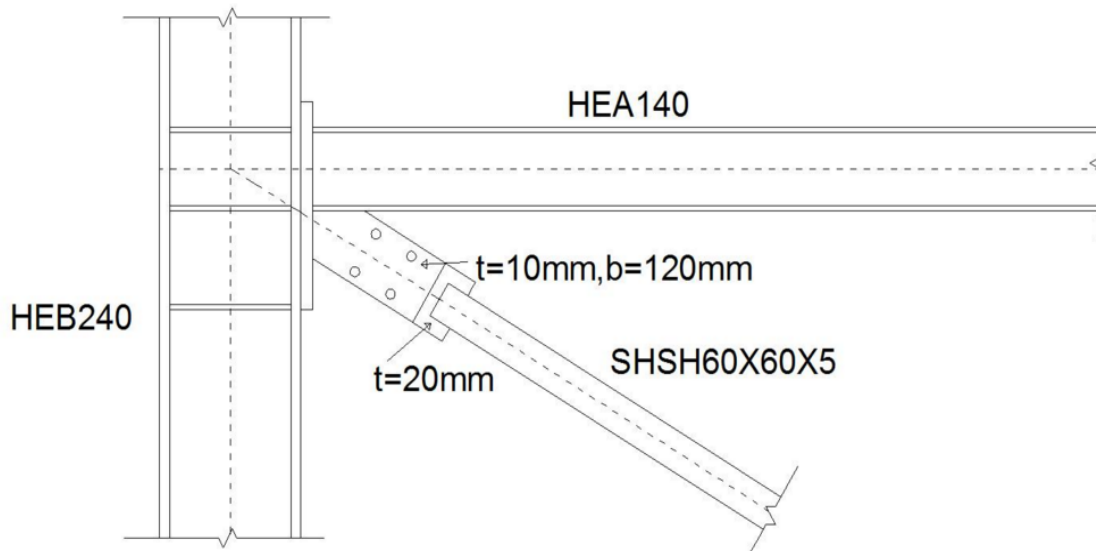
#### WEAKEST COMPONENT:

WELDS JOINING THE COLUMN PIER WITH THE BASE PLATE

Connection conforms to the code

Ratio 0.49

### 5.3 Σύνδεση διαγωνίου με υποστύλωμα και δευτερεύουσα δοκό



Σχήμα 5.1 : σύνδεση διαγωνίου με υποστύλωμα και δοκό

Ενδεικτικά θα εξετάσουμε μια σύνδεση αυτού του τύπου, και συγκεκριμένα στο ισόγειο. Τα μέλη που συνδέουμε είναι:

- Υποστύλωμα διατομής HEB240
- Δευτερεύουσα δοκός διατομής HEA140
- Διαγώνια ράβδος κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής 60x60x5

Για τη σύνδεση θα χρησιμοποιήσουμε ένα έλασμα παχους 20mm που θα συγκολληθεί στο εργοστάσιο με τον χιαστί σύνδεσμο, καθώς και 2 ελάσματα που θα κοχλιωθούν εκατέρωθεν αυτού, πάχους 10 mm το καθένα, που θα έρθουν στο εργοτάξιο ήδη συγκολλημένα με τη μετωπική πλάκα και την δοκό. Η μετωπική πλάκα χρησιμοποιείται και για τη σύνδεση της δοκού, αφού μέσω αυτής θα γίνει η κοχλίωση της δοκού με το πέλμα του υποστυλώματος.

Μέσω της σύνδεσης θα μεταφερθεί η αξονική δύναμη που καταπονεί την διαγώνια ράβδο στο υποστύλωμα.

Η δρώσα αξονική είναι :  $N_{Ed} = 131.42 \text{ kN}$

Η αντοχή της διαγωνίου σε εφελκυσμό είναι  $N_{pl,Rd} = 294.25 \text{ kN} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Συμφωνα με τον EC8, τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων .

Προκειμένου λοιπόν να το πετύχουμε αυτό θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \text{ γον } R_{fy} \text{ (6.1)}$$

όπου

$R_d$  είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με το EN 1993

$R_{fy} = 294.25 \text{ kN}$  είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλαστικού μέλους η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993.

γον είναι ο συντελεστής υπεραντοχής  $= 1.25$

Θα θεωρήσουμε λοιπόν για τη σύνδεση  $N_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$ , ώστε η αντοχή της σύνδεσης  $R_d > N_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy} = 404.59 \text{ kN}$

#### A). κοχλίωση

Επιλέγω κοχλίες M16 ποιότητας 8.8 και, όπου  $d=16 \text{ mm}$  και  $a=2 \text{ mm}$ . Έτσι έχω  $d_0 = d+a=18 \text{ mm}$  και  $f_{ub}=80 \text{ kN/cm}^2$

Τοποθετώ τους κοχλίες σε δύο σειρές!

1). Αντοχή κορμού κοχλία σε διάτμηση ( έχω 2 επίπεδα διάτμησης).

$$F_{v,Rd} = (n \cdot m \cdot a_v \cdot f_{ub} \cdot A) / \gamma_{M2} > N_{Ed}, \text{ όπου}$$

$a_v=0.6$ ,  $n=2 \rightarrow 2$  επιφάνειες διάτμησης,  $f_{ub}=80 \text{ kN/cm}^2$  (8.8 κοχλίες)

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1.6^2}{4} = 2,011 \text{ cm}^2$$

Έστω  $m=4$  (πλήθος κοχλιών), τότε :

$$F_{v,Rd} = 617.78 \text{ kN} > N_{Ed} = 404.59 \text{ kN}$$

2). Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας οπών:

$$F_{b,Rd} = (m \cdot k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}, \text{ όπου}$$

$f_u=43 \text{ kN/cm}^2$  (χάλυβας ελάσματος S275),  $d=1.6 \text{ cm}$  (κοχλίες M16),  
 $t = \min(10 \text{ mm}, 20 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$ ,  $m=4$  (πλήθος οπών=πλήθος κοχλιών),  $\gamma_{M2}=1.25$

- Διεύθυνση κάθετα στη δύναμη

-Πλευρικά ακραίοι κοχλίες

$$K_1 = \min\left(\frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = \min(2.19, 2.5) = 2.19$$

Πλάτος ελάσματος  $b=120 \text{ mm} = 2 \cdot e_2 + p_2$

Πρέπει  $1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 18 \text{ mm} = 21.6 \text{ mm} < e_2 < 4t + 40 \text{ mm} = 4 \cdot 10 + 40 = 80 \text{ mm}$

Επιλέγω  $e_2=25 \text{ mm}$

Πρέπει  $2.4 \cdot d_0 = 2.4 \cdot 18 \text{ mm} = 43.2 \text{ mm} < p_2 < 14t = 14 \cdot 10 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$

$p_2 = b - 2e_2 = 70 \text{ mm}$

- Διεύθυνση παράλληλη στη δύναμη

$$a_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.00\right), \text{ όπου}$$

$f_{ub}=80 \text{ kN/cm}^2$  (κοχλίες ποιότητας 8.8) και  $f_u=43 \text{ kN/cm}^2$  (έλασμα ποιότητας S275)

Πρέπει  $1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 18 \text{ mm} = 21.6 \text{ mm} < e_1 < 4 \cdot t + 40 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$

Επιλέγω  $e_1=55 \text{ mm}$

Πρέπει  $2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 18 = 39.6 \text{ mm} < p_1 < (14t, 200 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$

$p_1 = 70 \text{ mm}$

Έχω  $e_1=55 \text{ mm}$ ,  $p_1=70 \text{ mm}$ , οπότε :

$$a_b = \min(1.02, 1.05, 1.86, 1.00) = 1.00$$

Τελικά προκύπτει  $F_{b,Rd} = 482.15 \text{ kN} > N_{Ed} = 404.59 \text{ kN}$

Ωστόσο για κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών θα πρέπει σύμφωνα με τον EC8 να είναι υψηλότερη από 1,2 φορές τη φέρουσα αντοχή σχεδιασμού :

$$F_{b,Rd} * 1.20 = 578.58 \text{ KN} < F_{V,Rd} = 617.78 \text{ kN}$$

Άρα εξασφαλίζεται πλάστιμη αστοχία της κοχλίωσης!

Ακόμα θέλουμε να εξασφαλίσουμε ότι δεν θα συμβεί θραύση στα ελάσματα στη θέση των οπών.

Αρχικά επιλέξαμε έλασμα:  $t=20\text{mm}$  ( $b=100\text{mm}$ )

$$A = 2.0\text{cm} * 10.0\text{cm} = 2000\text{mm}^2 = 20\text{cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = A - n * d_0 * t = 20\text{cm}^2 - 2.18 * 2.0 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$F_{u,Rd} = \frac{0.9 * A_{\text{net}} * f_u}{\gamma_{M2}} = 396.29 < N'_{Ed}$$

Αυξήσαμε το πλάτος του ελάσματος :  $b' = 110 \text{ mm} = 11\text{cm}$

$$A = 2\text{cm} * 11\text{cm} = 22\text{cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = 22 - 2 * 1.8 * 2.0 = 14.8 \text{ cm}^2$$

$$F_{u,Rd} = 458.21 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = A * f_y = 605 \text{ KN} > F_{u,Rd}$$

Αυξήσαμε κι άλλο το πλάτος :  $b' = 120\text{mm} = 12\text{cm}$

$$A = 24\text{cm}^2, F_{t,Rd} = 660 \text{ KN}$$

$$A_{\text{net}} = 24 - 7.2 = 16.8\text{cm}^2$$

$$F_{u,Rd} = 520.13 \text{ KN} > N_{Ed} = 404 \text{ kN} \text{ και } F_{u,Rd} = 520.13 \text{ KN} > F_{b,Rd} = 482.15 \text{ kN}$$

Δεν καταφέραμε να εξασφαλίσουμε αστοχία στη θέση της πλήρους διατομής

(αφού  $F_{t,Rd} > F_{u,Rd}$ ), αλλά δεν μας πειράζει γιατί έχουμε εξασφαλίσει τα πιο σημαντικά κριτήρια πλαστιμότητας. Συγκεκριμένα έχουμε εξασφαλίσει ότι η σύνδεση, θα αστοχήσει η σύνθλιψη άντυνας πριν επέλθει θραύση του ελάσματος στη θέση των οπών.

## B).εξωραφές διαγωνίου-ελάσματος σύνδεσης

- Έλασμα σύνδεσης :

$$S275 (f_u = 43\text{kN/m}^2) \rightarrow \beta_w = 0.85$$

Πλάτος  $b = 120 \text{ mm}$

Πάχος  $t = 20 \text{ mm}$

- εξωραφή :

Πάχος  $a = 3.5\text{mm}$

Μήκος  $l = 4 * l_1 = 4 * 150\text{mm} = 600\text{mm}$

$$\text{Οριακή τάση ραφών } f_{vw,d} = (f_u / 3^{1/2}) / (\beta_w * \gamma_{mw}) = 23.37\text{kN/cm}^2$$

Έλεγχος ραφής :

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} * l * a = 490.77\text{kN} > N_{Ed} = 404 \text{ kN} \text{ και } F_{w,Rd} > F_{b,Rd} = 482.15\text{kN}$$

Έτσι,ακόμα και αν αστοχήσει η σύνδεση,θα αστοχήσει στη κοχλίωση λόγω σύνθλιψη άντυνας οπών(επιθυμητή μορφή αστοχίας),και όχι στη εξωραφή.

Γ).εξωραφές μετωπικής πλάκας-ελασμάτων-δοκού

- Έλασμα σύνδεσης :

S275 ( $f_u = 43 \text{ kN/m}^2$ )

Πλάτος  $b = 120 \text{ mm}$

Πάχος  $t = 10 \text{ mm}$

- Εξωραφή για σύνδεση ελασμάτων πάχους 10cm στη δοκό και την μετωπική πλάκα.

Πρέπει οπωσδήποτε να αντέχει 404.59 KN και καλό θα ήταν να αντέχει περισσότερο από 482.15 KN ώστε η αστοχία μου στη σύνδεση να ωφείλεται σε σύνθλιψη άντυγας των οπών του ελάσματος.

Πάχος  $a = 5 \text{ mm}$

Μήκος  $l = (89 \text{ mm} + 75 \text{ mm}) * 2 = 328 \text{ mm}$ , όπου

$l_1 = 89 \text{ mm}$ , το μήκος ραφής-επαφής του κάθε ελάσματος με τη δοκό

$l_2 = 75 \text{ mm}$ , το μήκος ραφής-επαφής του κάθε ελάσματος με το υποστύλωμα

αντοχή:  $F = \alpha * l * f_{wd} = 0.7 * 32.8 * 23.37 = 536.58 \text{ kN} > F_{b,Rd} = 482.15 \text{ kN}$

Έτσι, ακόμα και αν αστοχήσει η σύνδεση, θα αστοχήσει στη κοιλίωση λόγω σύνθλιψη άντυγας οπών (επιθυμητή μορφή αστοχίας), και όχι στη εξωραφή.

## 6 Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποσκοπεί στον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός πολυόροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτιρίου γίνεται με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Όσο αφορά στον έλεγχο λειτουργικότητας ικανοποιήθηκαν τόσο οι περιορισμοί μετατοπίσεων-βελών των μελών μας υπό κατακόρυφα φορτία, όσο και οι περιορισμοί των οριζόντιων μετακινήσεων υπό σεισμικά φορτία λειτουργίας (περιορισμοί βλαβών). Από τη μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή μας είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού αφού τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν βρέθηκαν εντός των προβλεπομένων από τους κανονισμούς ορίων.

Πρέπει να επισημανθεί ότι το κτίριο μελετήθηκε σε περίπτωση που κατασκευαζόταν στην Ελλάδα, με χρήση των Ευρωκωδίκων και των Εθνικών Προσαρτημάτων. Ο Ευρωκώδικας 8, επιβάλλει κάποια όρια για τη λυγηρότητα των χιαστί συνδέσμων. Αρχικά είχαν επιλεγεί διατομές τύπου UPN για τις διαγωνίους, οι οποίες λόγω της διαφορετικής λυγηρότητας κατά τη διεύθυνση  $y$  και  $z$  απορρίφθηκαν αφού σε συνδυασμό με την επιβολή των ορίων περί λυγηρότητας του EC8 θα οδηγούσαν σε αντικοινωνικό σχεδιασμό. Προκειμένου να ικανοποιούνται τα όρια αυτά, τοποθετήσαμε κοίλες τετραγωνικές διατομές και για κάποιες διαγωνίους επιλέχθηκαν μεγαλύτερες διατομές σε σχέση με αυτές που απαιτούνταν από τις δράσεις αξονικές. Η απαίτηση αυτή οδήγησε και σε υπερδιαστασιολόγηση κάποιων υποστυλωμάτων, αφού τα υποστυλώματα σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε να έχουν υπεραντοχή έναντι των διαγωνίων, αφού επιδιώξαμε τα πλάστιμα μέλη να είναι οι διαγωνίοι. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθεί ότι στους ικανοτικούς συνδυασμούς δράσεων εισήχθη και ο συντελεστής επιρροής 2ας τάξης κατά τη διεύθυνση  $X$  όπου η  $\theta$  ήταν μεγαλύτερη από 0.10. Επίσης μια πολύ σημαντική απαίτηση του EK8 είναι οι συντελεστές εκμετάλλευσης των διαγωνίων ανά πλαισιακό σύστημα να μην διαφέρουν περισσότερο από 25% προκειμένου να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα των διαγωνίων του κτιρίου μας και να αποφευχθούν μη επιθυμητοί μηχανισμοί κατάρρευσης (π.χ. μηχανισμός ορόφου). Οι διατομές μας λοιπόν επιλέχθηκαν ώστε να ικανοποιούν και αυτή την απαίτηση.

Όσο αφορά τις πλάκες του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν σύμμικτες πλάκες (διαμητική σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος με τη σιδηροδοκό), αφού αποτελούν οικονομικότερη λύση από μία πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, διότι εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών (την καλή αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη και του χάλυβα σε εφελκυσμό). Επίσης χρησιμοποιήθηκαν σύμμικτες δοκοί, και προκειμένου να ικανοποιούν τις απαιτήσεις βελών τοποθετήθηκαν ενδιάμεσες στηρίξεις στο μέσον τους.

Όσον αφορά τη σεισμική φόρτιση, έγινε ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο (πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης). Απαιτήθηκαν 25 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δράσεων ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά  $x$  και  $y$ . Στην 1η ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T = 1.80\text{sec}$ , λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας κατά  $X$  (ίσο με 64.56%) και στη 2η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=1.19\text{sec}$ , λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας κατά  $Y$  (ίσο με 80.88%). Οι δύο ιδιοπερίοδοι δεν διαφέρουν πολύ, που σημαίνει ότι το κτίριο έχει παρόμοια δυσκαμψία σε κάθε κύρια διεύθυνση, όπως ήταν αναμενόμενο λόγω της γεωμετρίας του και των περιμετρικών συνδέσμων χιαστί. (η διαφορά πιθανότατα οφείλεται στο ότι κατά  $X$  τοποθετήθηκαν σύνδεσμοι δυσκαμψίας με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουμε ελεύθερη τη πρόσοψη μας.)

Τέλος, όσο αφορά τις συνδέσεις ελέχθηκαν στο πρόγραμμα ενδεικτικά η σύνδεση μιας κύριας δοκού με υποστύλωμα, και μια έδραση υποστυλώματος στο έδαφος για την οποία επιλέχθηκε άρθρωση, αφού δεν υπάρχει ανάγκη για παραλαβή έντασης μέσω ροπών (το κτίριο μας δεν είναι πλαισιακό, αντίθετα διαθέτει συνδέσμους δυσκαμψίας για την παραλαβή της σεισμικής έντασης). Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στο σχεδιασμό της σύνδεσης της διαγωνίου με το υποστύλωμα και τη δοκό η οποία έγινε στο χέρι. Επειδή οι διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι κοίλες, η σύνδεση τους απευθείας με κοχλίες καθίσταται δύσκολη, οπότε χρησιμοποιείται μετωπική πλάκα επί της οποίας συγκολλάται έλασμα. Η σύνδεση αυτή διαστασιολογείται ικανοτικά, ώστε να προηγηθεί αστοχία της διαγωνίου προ της ατοχίας της σύνδεσης και επιπλέον εξασφαλίζεται ότι σε περίπτωση αστοχίας της σύνδεσης αυτή θα είναι πλαστική (σύνθλιψη άντυγας οπών).

## 7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). 'Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). 'Σιδηρές κατασκευές – Ανάλυση και διαστασιολόγηση', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2001). 'Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα', εκδ. 2η, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. - 'Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 ([www.elastron.gr](http://www.elastron.gr))'.
7. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. - 'Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer'.
8. Ερμόπουλος Ι. (2005). 'Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, έκδ. 2η, Αθήνα.
9. Ο.Α.Σ.Π.-ΣΠΙΜΕ (2001). 'Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.) 2000', Αθήνα.
10. CEN (July 2001). 'prEN1990:2001 E., Eurocode 0: Basis of structural design', Brussels.
11. CEN (April 2002). 'EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings', Brussels.
12. CEN (July 2003). 'EN1991-1-3, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-3: General actions-Snow loads', Brussels.
13. CEN (January 2004). 'EN1991-1-4, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4: General actions-Wind actions', Brussels.
14. CEN (November 2003). 'EN1991-1-5, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-5: General actions-Thermal actions', Brussels.
15. CEN (May 2005). 'EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General structural rules', Brussels.
16. CEN (September 2004). 'EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings', Brussels.
17. CEN (December 2004). 'EN1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance , Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
18. Robot Structural Analysis Professional 2012 of Autodesk