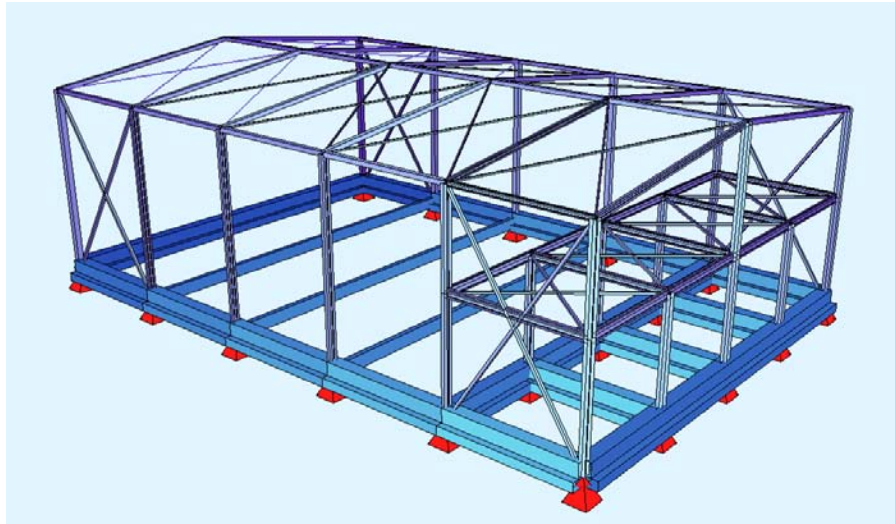




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

## **ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**“ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΜΕ  
ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΗΜΙΩΡΟΦΟ ΓΡΑΦΕΙΩΝ”**



**ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΘΑΛΑΣΣΙΝΟΣ**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ  
ΙΩΑΝΝΗΣ ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2011

## Ευχαριστίες

*Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, οφείλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη, ο οποίος με την ιδιότητα του επιβλέποντα καθηγητή, μου προσέφερε με προθυμία και υπομονή, τις απαραίτητες κατευθύνσεις για να συνταχθεί η παρούσα εργασία.*

*Ειδικότερα, πρέπει να τονίσω πόσο πολύτιμη ήταν η βοήθεια του, η προσεγμένη καθοδήγηση και η κατανόηση που έδειξε, λόγω των παράλληλων επαγγελματικών μου υποχρεώσεων.*

*Στον αείμνηστο  
πατέρα μου.*

	<u>Σελ.</u>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	
1.1 Μεταλλικές κατασκευές	1
1.2 Στάδια μελέτης Μεταλλικού υποστέγου	2
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ</b>	
2.1 Γενικά	4
2.2 Κύριοι φορείς – Πλαίσια	5
2.3 Τεγίδες	7
2.4 Μηκίδες	9
2.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	10
2.5.1 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	11
2.5.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	13
2.6 Μόρφωση επικάλυψης	16
2.7 Μετωπικά Υποστυλώματα	18
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ</b>	
3.1 Γενικά	19
3.2 Επιλογή υλικών - διατομών	21
3.3 Γεωμετρία Φορέα	23
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ</b>	
4.1 Γενικά	26
4.2 Μόνιμα φορτία	26
4.3 Κινητά φορτία	27
4.4 Φορτίο χιονιού	28
4.4.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1	28
4.4.1.2 Παράμετροι για τον προσδιορισμό του χιονιού	29
4.4.1.3 Προσδιορισμός του φορτίου χιονιού (s) σε στέγες	29
4.4.2 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ελληνικό κανονισμό	33
4.5 Φορτία ανέμου	34
4.5.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1	34
4.5.1.1 Πίεση του ανέμου σε επιφάνειες	36
4.5.1.2 Δυνάμεις Ανέμου	39
4.5.1.3 Συντελεστές	41
4.5.1.4 Αεροδυναμικοί συντελεστές κατασκευών	46
4.5.1.4.1 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κτίρια	47
4.5.1.4.2 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης σε κτίρια	52
4.5.2 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ελληνικό κανονισμό	53
4.6 Φορτία Σεισμού	56
4.6.1 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης	56
4.6.2 Προσδιορισμός σεισμού σχεδιασμού με βάση ΕΑΚ 2000	59

	<u>Σελ.</u>	
4.7	Συνδυασμοί φορτίσεων	63
4.7.1	Οριακές Καταστάσεις	63
4.7.2	Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	64
4.7.3	Περιβάλλουσα Εντατικών Μεγεθών	68
4.7.4	Υποπρόγραμμα DBview	69
4.7.5	Υποπρόγραμμα AQB	69
4.7.6	Υποπρόγραμμα Animator	69

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ**

5.1	Γενικά	72
5.1.1	Κύριες και Δευτερεύουσες Δοκοί	72
5.1.2	Υποστυλώματα	72
5.1.3	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι ακαμψίας	73
5.2	Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3	73
5.2.1	Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού	73
5.2.2	Κατάταξη των διατομών	74
5.2.3	Οριακή κατάσταση αστοχίας	79
5.3	Έλεγχοι στοιχείων φορέα με χρήση EXCEL	85
5.3.1	Έλεγχος υποστυλωμάτων	86
5.3.2	Έλεγχος υποστυλωμάτων ημιώροφου	92
5.3.3	Έλεγχος κυρίας δοκού	98
5.3.4	Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού	104
5.3.5	Έλεγχος κυρίας δοκού ημιώροφου	110
5.3.6	Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού ημιώροφου	116
5.3.7	Έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων	122
5.3.8	Έλεγχος τεγίδων	123

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ**

6.1	Γενικά	128
6.2	Προβλέψεις κανονισμού	129
6.3	Έλεγχος συνδέσεων στο INSTANT2000	133
6.3.1	Έδραση υποστυλώματος	134
6.3.2	Σύνδεση κορφιά	138
6.3.3	Σύνδεση κυρίας δοκού σε υποστυλώμα	142
6.3.4	Σύνδεση δοκού σε δοκό ημιώροφου	146

<b>Βιβλιογραφία</b>	150
---------------------	-----

<b>Παράρτημα Α</b>	151
--------------------	-----

<b>Παράρτημα Β</b>	159
--------------------	-----

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup>

### Εισαγωγή

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός βιομηχανικού χώρου (μεταλλικού υποστέγου). Η μελέτη του παραπάνω περιλαμβάνει την λεπτομερή περιγραφή των δομικών στοιχείων του υποστέγου, την εύρεση των αριθμητικών τιμών των φορτίων που καταπονούν το στέγαστρο, τους ελέγχους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας καθώς και τους ελέγχους συνδέσεων.

### 1.1 Μεταλλικές Κατασκευές

Η χρήση του χάλυβα ως δομικού στοιχείου άρχισε στα τέλη του 19<sup>ου</sup> αιώνα. Στις μέρες μας ο χάλυβας ως ένα «εξαιρετικό υλικό», καταλαμβάνει διαρκώς μεγαλύτερο μερίδιο στο κατασκευαστικό κλάδο ιδιαίτερα σε ότι αφορά βιομηχανικούς, αθλητικούς, εκθεσιακούς και άλλους χώρους.



Εικόνα 1.1: Μεταλλικός βιομηχανικός χώρος υπό κατασκευή

Η αλματώδης ανάπτυξη των μεταλλικών κτιριακών κατασκευών στη χώρα μας τα τελευταία χρόνια και η ευρεία εφαρμογή σε πλήθος χρήσεων είναι γεγονός αναμφισβήτητο αφού ξεπεράστηκαν τα όποια στερεότυπα και τεχνικές αδυναμίες. Σε αυτή την ανάπτυξη βοήθησε και η ύπαρξη σοβαρών και σύγχρονων εγχώριων βιομηχανιών χάλυβα που έχουν τη δυνατότητα παραγωγής μεγάλης ποικιλίας προϊόντων. Επίσης οι μεταλλικές κατασκευές έχουν σοβαρά πλεονεκτήματα έναντι των κατασκευών αμιγώς από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα που αφορούν στην απλότητα και τη ταχύτητα κατασκευής, το σχετικά μικρό ίδιο βάρος, το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής, την πολύ ικανοποιητική απόκριση σε συνθήκες σεισμού, την επισκευασιμότητα και την ευχερή ενίσχυση σε περίπτωση παραλαβής μεγαλύτερων φορτίων.

Όπως είναι φυσικό και τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια όπως για παράδειγμα τα βιομηχανικά μεταλλικά υπόστεγα γνωρίζουν και αυτά ανάπτυξη. Παρόμοιες μορφές υπόστεγων με το υπό εξέταση στην παρούσα διπλωματική έργο χρησιμοποιούνται ευρέως σήμερα από τη βιομηχανία στη χώρα μας τόσο για την παραγωγή αλλά και την αποθήκευση προϊόντων. Οι απαιτήσεις για μεγάλα ανοίγματα, η απουσία ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής, η χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση τους καθώς και ταχύτητα κατασκευής επιβάλλουν την επιλογή μεταλλικής κατασκευής.

## 1.2 Στάδια μελέτης Μεταλλικού υποστέγου

Η μελέτη του βιομηχανικού χώρου στην παρούσα εργασία θα πραγματοποιηθεί στα παρακάτω στάδια που αναφέρονται τα ανάλογα κεφάλαια:

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** γίνεται η παρουσίαση του έργου η οποία περιλαμβάνει τη διαστασιολόγηση του καθώς και πλήρη αναφορά στα δομικά στοιχεία από τα οποία αποτελείται αυτό. Συγκεκριμένα αναλύονται τα κύρια πλαίσια, οι τεγίδες, οι μηκίδες, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (οριζόντιοι και κατακόρυφοι) και η επικάλυψη από τα οποία αποτελείται ο βιομηχανικός χώρος.

Στο **τρίτο κεφάλαιο** περιγράφονται τα μέσα που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής. Τα μέσα αυτά είναι το

το πρόγραμμα ανάλυσης κατασκευών SOFISTIK 2003 και το πρόγραμμα ελέγχου συνδέσεων INSTANT 2000.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα φορτία από τα οποία καταπονείται η κατασκευή μας καθώς και οι αντίστοιχες διατάξεις της νομοθεσίας, δηλαδή του Ευρωκώδικα 1. Παρουσιάζονται επίσης οι συνδυασμοί δράσεων που απαιτούνται για τη διαστασιολόγηση του κτιρίου στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται οι έλεγχοι στοιχείων φορέα και αναλυτικά οι διαστασιολογήσεις των μελών του φορέα στην οριακή κατάσταση αστοχίας για τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν μέσα από την ανάλυση στο SOFISTIK 2003.

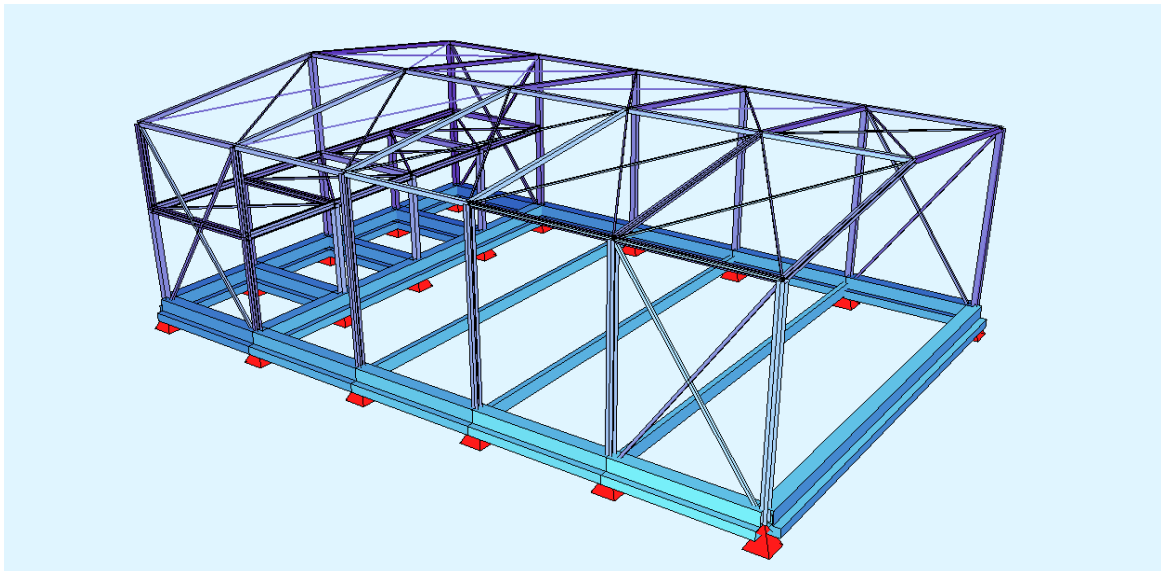
Τέλος, στο **έκτο κεφάλαιο** παρουσιάζονται οι έλεγχοι συνδέσεων όπως αυτοί πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα INSTANT.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup>

### 2.1 Γενικά

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή αντικείμενο του παρόντος πονήματος είναι η μελέτη ενός βιομηχανικού χώρου με διαστάσεις κάτοψης 30 X 20 και ύψος 9 μέτρα στο χαμηλότερο σημείο των ζυγμάτων. Ο χώρος θα κατασκευαστεί με Φ.Ο. από ολόσωμα **χάλυβδινα** πλαίσια ποιότητας **S235** με δικλινή ζυγώματα και θα επενδυθεί πλευρικά με διπλά θερμομονωτικά φύλλα.

Επιπρόσθετα, αναφέρονται ότι η περιοχή κατασκευής του υποστέγου θα είναι η Αθήνα και αυτό θα εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β.



Σχήμα 2.1: Πλήθος και διάταξη των κύριων φορέων στο έργο της παρούσας εργασίας

Ο Φ.Ο. συντίθεται από τα κύρια πλαίσια, τις τεγίδες, τις μηκίδες, τα συστήματα δυσκαμψίας (οριζόντια και κατακόρυφα), την επικάλυψη τα οποία αναλύονται στις επόμενες παραγράφους. Μεταξύ των δύο τελευταίων κυρίων πλαισίων, μορφώνεται ημιώροφος σε ύψος 5 μέτρα από το έδαφος με ενδιάμεσους κύριους δοκούς, αντίστοιχα ζυγώματα και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

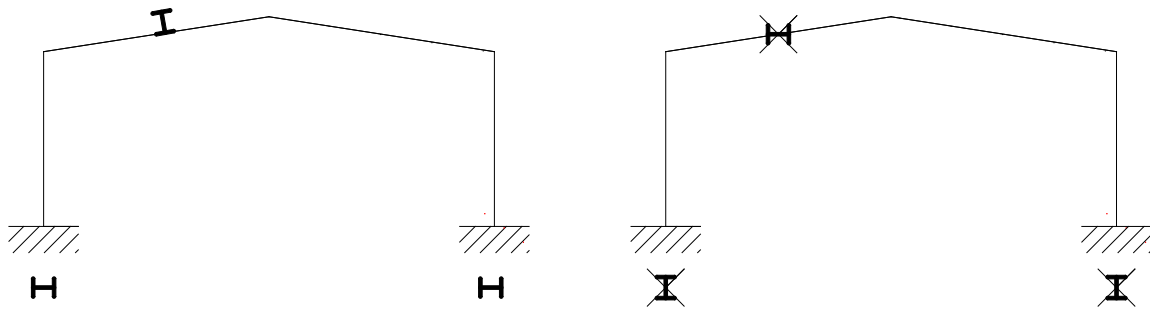


## 2.2 Κύριοι φορείς-Πλαίσια

Οι **κύριοι φορείς** είναι συνήθως πλαίσια που διατάσσονται ανά ίσες κατά κανόνα αποστάσεις και έχουν την δυνατότητα παραλαβής των φορτίων της κατασκευής (οριζοντίων και κατακόρυφων) όπως φορτίσεις ανέμου, σεισμού ή ακόμη και αυτές που προκύπτουν από την λειτουργία κάποιας γερανογέφυρας και μεταβίβασης μέσω της θεμελίωσής τους στο έδαφος. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι:

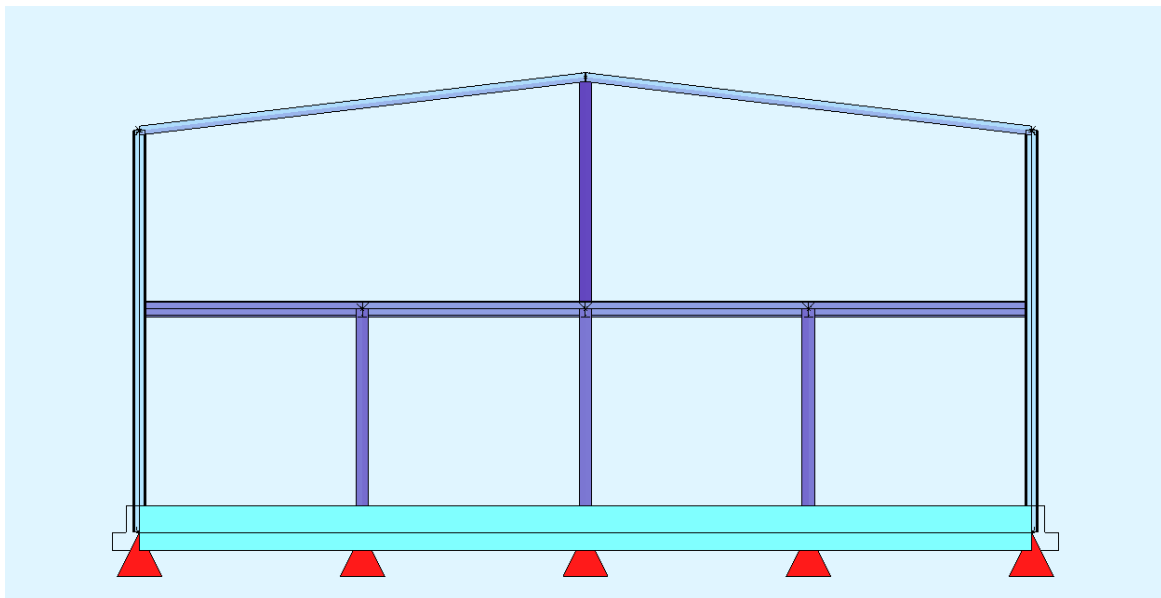
- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- Δικτυωτά

Ένας κύριος φορέας αποτελείται από το υποστύλωμα και το ζυγώμα, ώστε να παραλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία και με αξονική και όχι μόνο με καμπτική δράση. Τόσο τα υποστυλώματα όσο και, κυρίως τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για το λόγο αυτό για τα μέλη των κυρίων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού «Τ» αφού, όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της, τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει σε κάμψη γιατί το υλικό συγκεντρώνεται στις θέσεις αυξημένων τάσεων και μεγαλώνουν η ροπή αδρανείας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται συνήθως από υψίκορμες διατομές όπως ΙΡΕ και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες όπως ΗΕΑ ή ΗΕΒ. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών των κυρίων φορέων τοποθετούνται έτσι ώστε κατά την δράση μεγάλων φορτίων κατά μια ορισμένη διεύθυνση να ενεργοποιούνται – αντιστέκονται- οι ισχυροί τους άξονες όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2 : Ορθός και λανθασμένος προσανατολισμός διατομών διπλού ταυ επίπεδων πλαισίων.

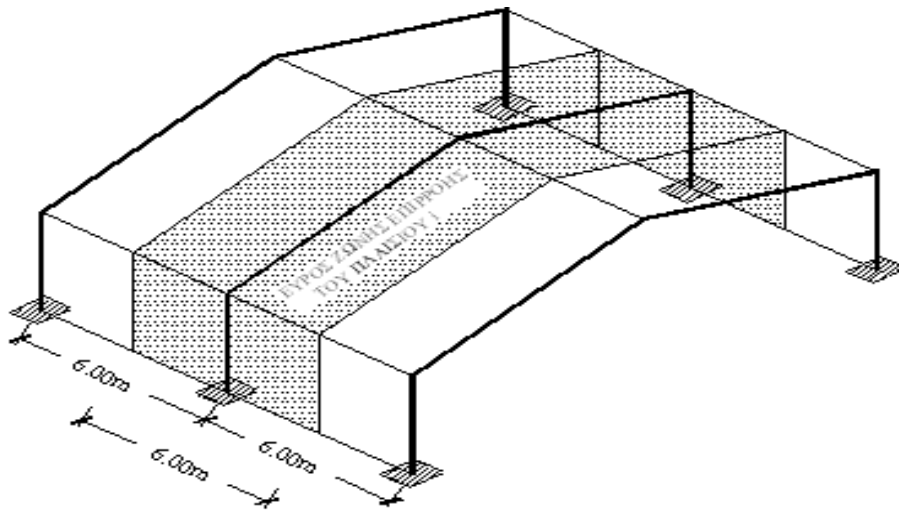
Στην υπό μελέτη κατασκευή, ο κύριος φορέας αποτελείται από υποστυλωμα ενιαίας διατομής διπλού «Τ» από την βάση ως και το ύψος του κεφαλοδοκού. Η στέγη είναι επικλινή, δίριχτη και συμμετρική. Αρχίζει από ύψος 9,0m και φτάνει σε μέγιστο ύψος 10,20 m στο μέσο του ανοίγματος, έχοντας δηλαδή κλίση  $6,84^\circ$ . Στο παρακάτω σχήμα 2.3 φαίνεται το πλαίσιο όπως διαμορφώθηκε με την βοήθεια του προγράμματος SOFISTIK.



Σχήμα 2.3: Τομή πλαισίου της παρούσης κατασκευής

Όπως αναφέρθηκε προηγούμενα οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρώντων φορτίσεων στην κατασκευή, (άνεμος, χιόνι, σεισμός και το ίδιο βάρος επικάλυψης, τειγίδων, μηκίδων και του εαυτού τους). Όλα αυτά τα μεταβιβάζουν

στη θεμελίωση τους, και από εκεί στο έδαφος. Ο τρόπος που αυτοί μορφώνονται (όλοι στην ίδια ευθεία και ισαπέχοντες) επιτρέπει να θεωρηθεί πως το ιδεατό εμβαδό με το οποίο συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής, είναι αυτό που φαίνεται στο σχήμα 2.4. Το εμβαδό αυτό προκύπτει από τις τεθλασμένες ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δυο διαδοχικών πλαισίων (όπως φαίνεται στο σχήμα), ενώ η πράξη έχει δείξει πως το σφάλμα αυτής της θεώρησης είναι πολύ μικρό σε σχέση με την επιθυμητή ακρίβεια.



Σχήμα 2.4: Εμβαδό επιρροής τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου στη κατασκευή

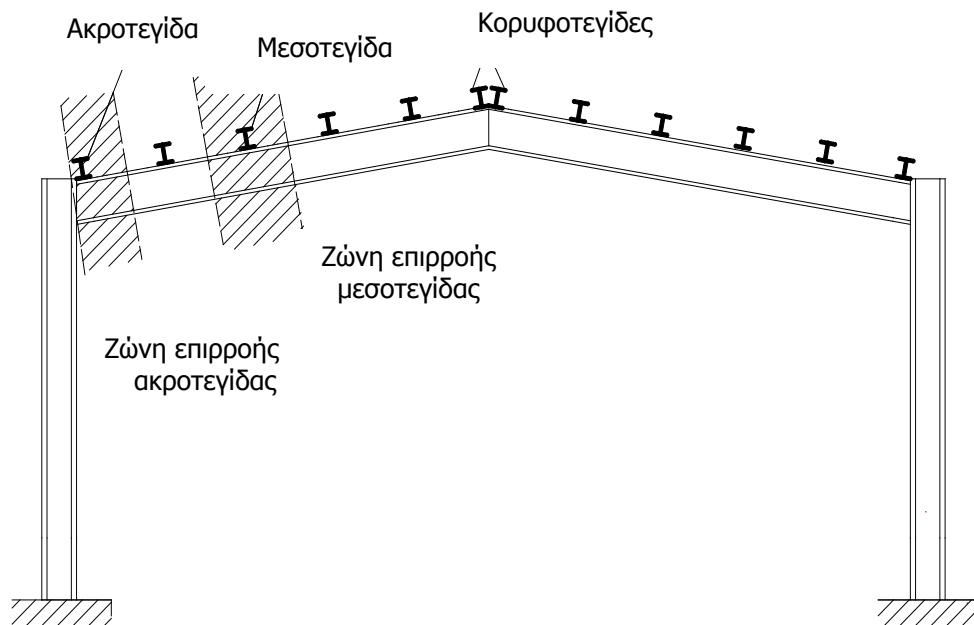
## 2.3 Τεγίδες

Όλες οι δευτερεύουσες δοκοί μιας κατασκευής, οι οποίες παραλαμβάνουν **άμεσα ή έμμεσα** τα φορτία από την επικάλυψη και τα μεταφέρουν στους κύριους φορείς, ονομάζονται διαδοκίδες. **Τεγίδες** ονομάζονται οι διαδοκίδες που τοποθετούνται στη στέγη ενός υποστέγου με σκοπό την μεταβίβαση του ίδιου βάρους της επικάλυψης δρώντων φορτίων (βάρος φύλλων επικάλυψης, φορτίο χιονιού, ανεμοπίεση κτλ.) επί των ζευκτών. Το υλικό των τεγίδων, για σιδηρές στέγες είναι συνήθως χάλυβας και σπανιότερα ξύλο.

Οι τεγίδες τοποθετούνται όπως φαίνεται στο σχήμα 2.5, με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κυρίας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού, του ίδιο βάρους της επικάλυψης και του ανέμου.

Όσον αφορά τις αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων, αυτοί διατάσσονται ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους. Πάντως οι συνήθειες είναι από 1,30m έως 4,00m. Τα συνήθη ανοίγματα των τεγίδων, που ισοδυναμούν με τις αποστάσεις των κύριων φορέων είναι περί τα 6m. Τα στατικά συστήματα των τεγίδων που συνήθως εφαρμόζονται στην πράξη είναι αμφιέρειστες δοκοί, στηριζόμενες επί γειτονικών κύριων φορέων, συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων ή δοκοί Gerber.

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο μέλος του ζυγώματος, οι τεγίδες διακρίνονται σε: ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες (ή κορφιάς).



Σχήμα 2.5: Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος

## 2.4 Μηκίδες

Οι δευτερεύουσες οριζόντιες δοκοί της κατασκευής που βρίσκονται στις κατακόρυφες παρειές, ονομάζονται μηκίδες. Οι μηκίδες τίθενται περιμετρικά του φορέα σε κατακόρυφα επίπεδα και στην εξωτερική παρεία των στύλων των κύριων φορέων (μηκίδες πλάγιων όψεων) όπως φαίνεται στο σχήμα 2.6.

Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στα υποστυλώματα οι μηκίδες διακρίνονται σε:

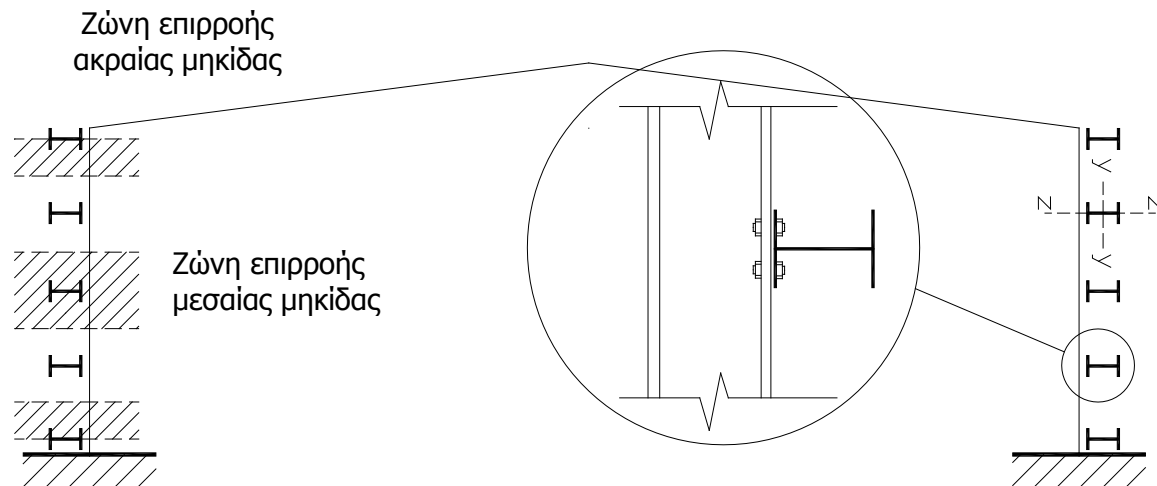
- Ακρικές μηκίδες, πρόκειται για αυτές που βρίσκονται στο ύψος της ένωσης στύλων – ζυγώματος, αλλά και αυτές που βρίσκονται χαμηλά και συνδέουν τον πόδα κάθε στύλου.
- Ενδιάμεσες μηκίδες, που βρίσκονται σε όλα τα άλλα ενδιάμεσα ύψη.

Ο σημαντικός ρόλος των μηκίδων είναι τετραπλός:

- Αποτελούν μέσα σύνδεσης των στύλων των παράλληλων ζευκτών αλλά και των δύο στύλων του πρώτου και τελευταίου κύριου φορέα.
- Αποτελούν τη βάση στήριξης της κατακόρυφης περιμετρικής επικάλυψης
- Παραλαμβάνουν όλα τα φορτία της πλευρικής επικάλυψης. Τα φορτία αυτά –μαζί με το ίδιο βάρος τους- μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα των κύριων φορέων.
- Είναι πολύ σημαντικά στοιχεία οικονομίας του έργου, αφού λόγω του μεγάλου αριθμού τους αγγίζουν (μαζί με τις τεγίδες) το 30%-40% του συνολικού βάρους του φορέα. Συνεπώς έχει μεγάλη σημασία η σωστή επιλογή της διατομής τους, ο απαιτούμενος αριθμός τους, η μεταξύ τους απόσταση και η μόρφωση του καταλληλότερου στατικού τους συστήματος στην εκάστοτε κατασκευή.

Η κύρια φόρτιση και καταπόνηση των μηκίδων προέρχεται από τον άνεμο, οπότε ο προσανατολισμός της διατομής τους γίνεται έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει τον άνεμο και ο ασθενής τα ίδια βάρη της επικάλυψης και του εαυτού τους. Με τον προσανατολισμό των διατομών των μηκίδων που φαίνεται στο σχήμα 2.6 επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση και των δύο κύριων αξόνων αδρανείας τους, έναντι της δράσης των φορτίων που έχουν διεύθυνση οριζόντια και κατακόρυφη.

Όπως και στις τεγίδες, έτσι και στις μηκίδες, οι συνήθεις αποστάσεις είναι μεταξύ 1,50m έως 2,50m. Τα στατικά συστήματα των μηκίδων είναι τα ίδια με αυτά των τεγίδων (αμφιέρειστες δοκοί, συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων, δοκοί Gerber). Οι συνήθεις διατομές μηκίδων είναι πρότυπες διατομές υψίκορμων διπλών «Τ» ΙΡΕ ή διατομές U .



Σχήμα 2.6: Τοποθέτηση μηκίδων επί των στύλων των ζευκτών.

## 2.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι επίπεδο δικτυωτοί φορείς που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και στην περιοχή των γραφείων. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν στη παραλαβή και τη μεταφορά στην θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα της κατασκευής. Επιπλέον συμβάλουν στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης.

Διακρίνονται σε :

- Οριζόντιους συνδέσμους
- Κατακόρυφους συνδέσμους

### 2.5.1 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

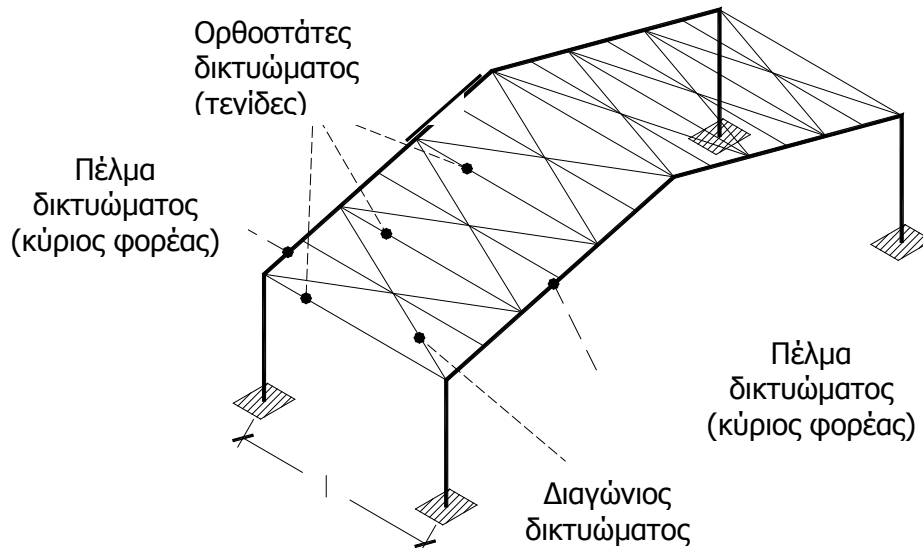
Στην υπό μελέτη κατασκευή υφίστανται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε δυο μέρη του Φ.Ο. Στην στέγη καθώς και στην περιοχή του παταριού.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στην στέγη (η οποία είναι κεκλιμένη) έχουν σαν βασικό ρόλο να παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία ανέμου που δρουν κάθετα στο επίπεδο των κύριων φορέων και να τα μεταβιβάζουν στο έδαφος μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 στη περίπτωση δίκλινου πλαισίου με συνηθισμένη μικρή κλίση γίνονται παραδοχές στους υπολογισμούς και αυτοί θεωρούνται ως επίπεδοι χαρακτηρίζονται δε ως «οριζόντιοι», ήτοι δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο της κατασκευής.

Τα Φορτία καταπόνησης των συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης διακρίνονται σε:

- Μόνιμα φορτία για τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης δεν υπάρχουν. Τα μέλη των δικτυωμάτων θεωρούνται αβαρή, αφού μπορούν να αναλάβουν μόνο αξονικά φορτία.
- Τα κινητά φορτία που καταπονούν τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης είναι ο άνεμος που δρα κάθετα στο επίπεδο των πλαισίων (άνεμος «όψεως»).
- Τυχηματικά φορτία: είναι τα “φορτία” σεισμού που δρουν κάθετα στο επίπεδο των πλαισίων.

Κάθε δικτύωμα αποτελείται από πέλματα, ορθοστάτες και διαγώνιους. Στο σχήμα 2.8 φαίνεται ο ρόλος των στοιχείων ενός τυπικού φατνώματος.



Σχήμα 2.8 : Μέλη δικτυώματος συνδέσμου δυσκαμψίας στέγης.

Τα μέλη ενός τυπικού φατνώματος, μέσα στο οποίο μορφώνεται ο σύνδεσμος δυσκαμψίας στέγης, αναλαμβάνουν τους παρακάτω ρόλους:

- Πέλματα, είναι τα ζυγώματα των κύριων φορέων – τα οποία έχουν ήδη επιλεγεί.
- Ορθοστάτες, είναι οι διαδοκίδες στέγης (τενίδες) – οι οποίες έχουν ήδη επιλεγεί.
- Διαγώνιοι, είναι το νέο στοιχείο που πρέπει να επιλεγεί. Συνήθεις διατομές είναι ισοσκελή ή ανισοσκελή γωνιακά τύπου (L).

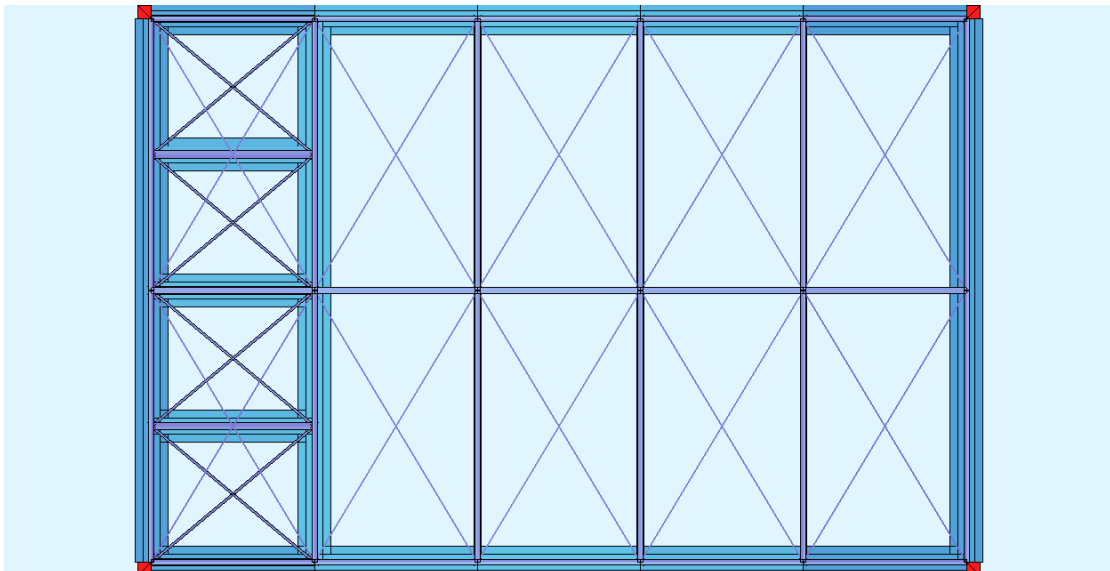
Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα - γίνεται η παραδοχή πως, καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η επικάλυψη στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες (ορθοστάτες), οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριους φορείς (πέλματα). Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της αλλά παράλληλες με αυτή. Αξίζει να σημειωθεί πως στη μελέτη των δικτυωμάτων



αγνοούνται οι θλιβόμενες διαγώνιοι γιατί σε αντίθετη περίπτωση ο έλεγχος έναντι λυγισμού θα επέβαλλε χρήση πολύ μεγάλων διατομών (αντιοικονομικό).

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής, για να παραλάβουν τα θλιπτικά ή εφελκυστικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υπόστεγου, κρίνεται απαραίτητη για μεγάλου μήκους κτίρια. Τότε είναι δυνατόν να μορφωθεί ένας επιπλέον σύνδεσμος δυσκαμψίας στο μεσαίο φατνώμα ή και δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κατά προτίμηση σε συμμετρικά από το μέσο φατνώματα. Στο υπό μελέτη υπόστεγο προτιμήθηκε η τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.9.

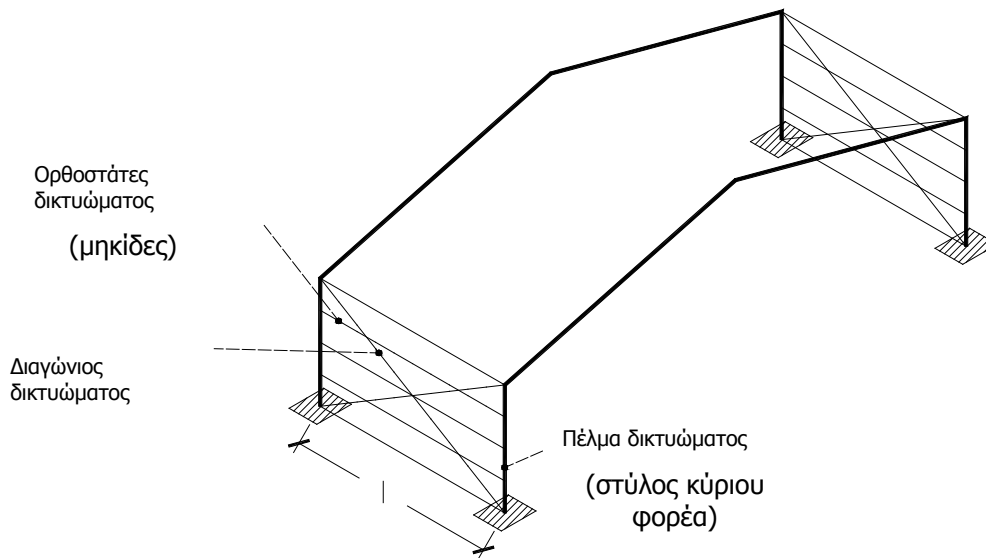


Σχήμα 2.9 : Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης και παταριού.

### 2.5.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι επίπεδοι δικτυωτοί φορείς, μέσα στο επίπεδο των πλευρικών κατακόρυφων παρειών της κατασκευής. Ο ρόλος τους είναι να παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία ανέμου, που δρουν κάθετα στο επίπεδο των κύριων φορέων, μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης και να τα μεταβιβάζουν στο έδαφος μέσω της θεμελίωσής τους.

Κάθε δικτύωμα αποτελείται από πέλματα, ορθοστάτες και διαγώνιους. Στο σχήμα 2.10 φαίνεται ο ρόλος των στοιχείων ενός τυπικού φατνώματος.



Σχήμα 2.10 : Μέλη πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας.

Τα μέλη ενός τυπικού φατνώματος, μέσα στο οποίο μορφώνεται πλευρικός σύνδεσμος δυσκαμψίας, αναλαμβάνουν τους παρακάτω ρόλους:

- Πέλματα, είναι οι στύλοι των κύριων φορέων – που έχουν ήδη επιλεγεί.
- Ορθοστάτες, είναι οι διαδοκίδες πλευρικών επικαλύψεων (μηκίδες) – οι οποίες έχουν ήδη επιλεγεί.
- Διαγώνιοι, είναι το νέο στοιχείο που πρέπει να επιλεγεί. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των διαγωνίων είναι συνήθως διπλά γωνιακά ή διπλά U.

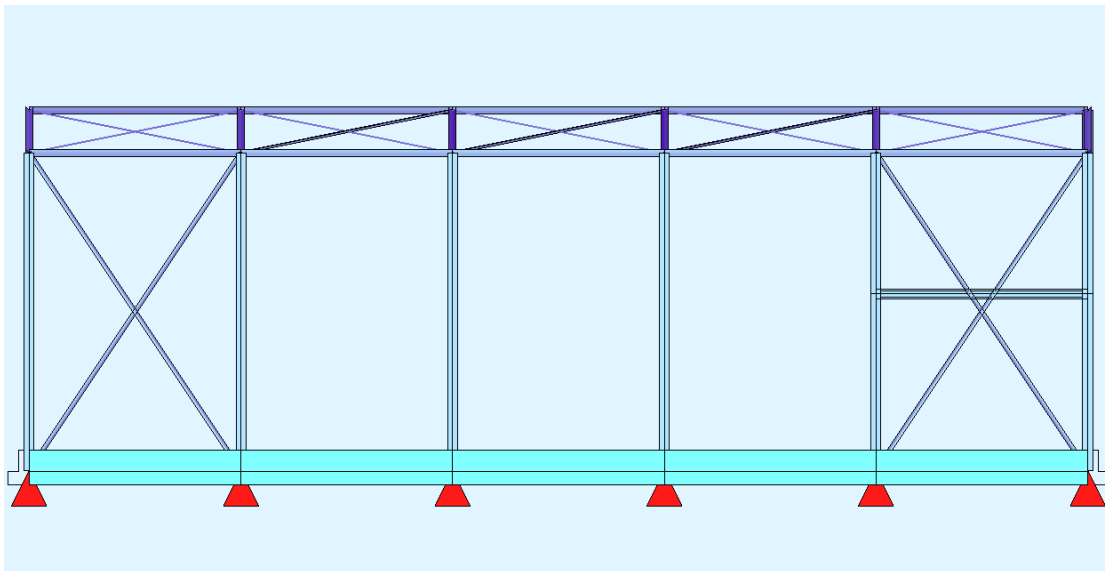
Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις μηκίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους στύλους των κύριων φορέων (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα – γίνεται η παραδοχή πως όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης, φέρουν μόνο αξονικά φορτία.

Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η

πλευρική επικάλυψη στηρίζεται πάνω στις μηκίδες (ορθοστάτες), οι οποίες με τη σειρά τους στηρίζονται στα έξω πέλατα των στύλων των κύριων φορέων. Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της αλλά παράλληλες με αυτή και από τη μέσα μεριά.

Αξίζει να σημειωθεί πως στη μελέτη των δικτυωμάτων αγνοούνται οι θλιβόμενες διαγώνιοι γιατί σε αντίθετη περίπτωση ο έλεγχος έναντι λυγισμού θα επέβαλλε χρήση πολύ μεγάλων διατομών (αντιοικονομικό).

Στο υπό μελέτη βιομηχανικό χώρο, τοποθετήθηκαν δυο ζεύγη πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας εκατέρωθεν και όχι ακριβώς στη μέση της κατασκευής προκειμένου να μην υπάρξει ανύψωση της κατασκευής στο κέντρο που μπορεί να προκληθεί εξαιτίας της μη ύπαρξης αρμού. Με την χρήση αυτών των συνδέσμων δεν θα υπάρξει κανένα πρόβλημα στη περίπτωση θερμικής μεταβολής διότι η κατασκευή θα μπορέσει να εκτονωθεί αριστερά και δεξιά και όχι στο κέντρο. Οι πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας όπως μορφώθηκαν στο υπό μελέτη στέγαστρο παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.11.



Σχήμα 2.8 : Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

## 2.6 Μόρφωση επικάλυψης

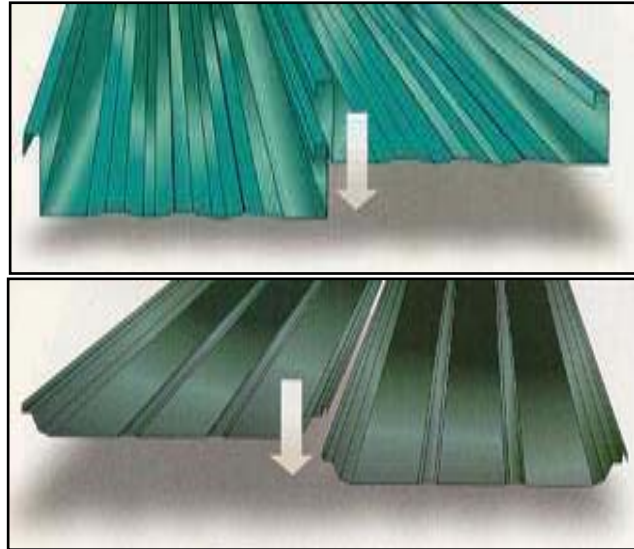
Με τον όρο επικάλυψη εννοούμε το εξωτερικό περίβλημα ενός κτιριακού έργου. Η βασική λειτουργία της επικάλυψης είναι ο έλεγχος και η τροποποίηση του εσωτερικού περιβάλλοντος της κατασκευής.

Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

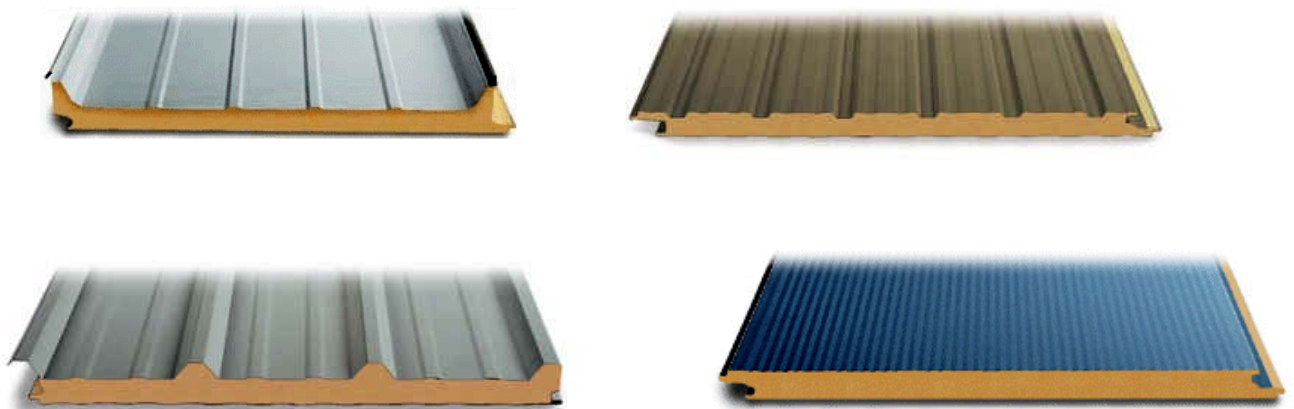
- Η «απλή» μορφή φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.
- Τα θερμό-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολυουρεθανίου (θερμό-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30mm έως 80mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική.

Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στα σχήματα 2.12 και 2.13 χρησιμοποιούνται τόσο για επιστεγάσματα, όσο και για πλαγιοκαλύψεις. Ο τύπος του φύλλου επικάλυψης που θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση και ηχομόνωση, που είναι συνάρτηση του μέρους στο οποίο κατασκευάζεται, αλλά και από τις απαιτήσεις και την οικονομική δυνατότητα του κύριου του έργου. Προφανώς τα συνθετότερα φύλλα επικάλυψης έχουν και το ανάλογο αυξημένο κόστος.

Στην Ελλάδα υπάρχουν αρκετές βιομηχανίες παραγωγής τυποποιημένων panels. Όλες οι βιομηχανίες παραγωγής επιστεγασμάτων υποχρεούνται να διαθέτουν τα προϊόντα τους με πιστοποιήσεις και συγκεκριμένες προδιαγραφές υλικών, αλλά και με πίνακες των τεχνικών χαρακτηριστικών τους.



Σχήμα 2.12: Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης, προκατασκευασμένα πτυχωτά χαλυβδόφυλλα



Σχήμα 2.13: Προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης.

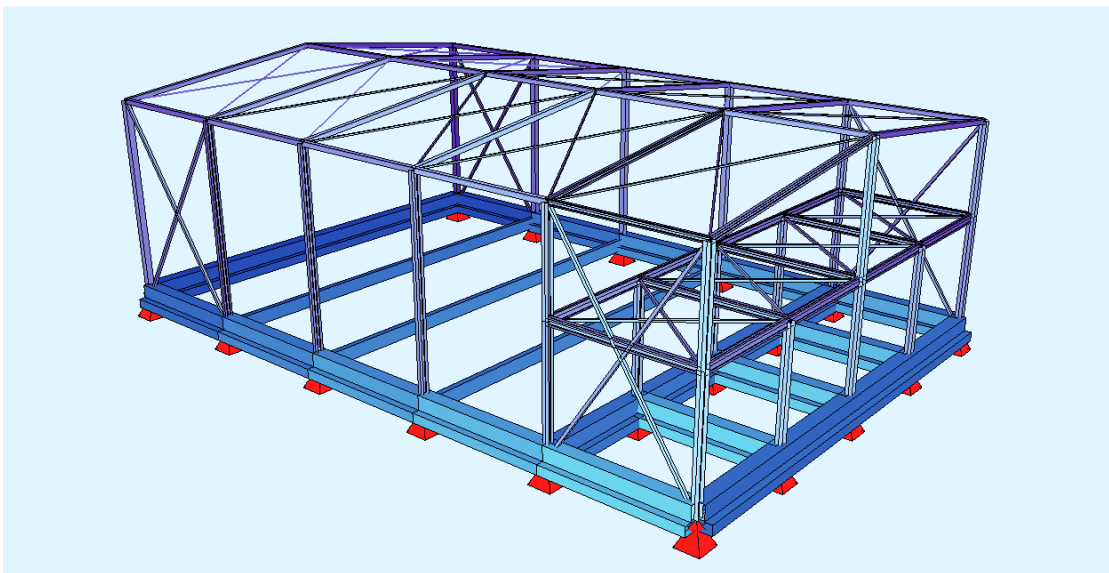
Τα φύλλα επικάλυψης παράγονται συνήθως σε λωρίδες πλάτους 1m και μήκους το πολύ 12m. Οι διαστάσεις αυτές προκύπτουν, εκτός των άλλων, και για λειτουργικούς λόγους, ώστε να είναι εύκολη η φορτοεκφόρτωσή τους στα οχήματα μεταφοράς και η ανέγερσή τους από τα συνεργεία.

Τα φύλλα επικάλυψης έχουν, κατά μήκος της μεγάλης τους διάστασης, διαμορφωμένες υποδοχές (κρυφές ή φανερές) και από τις δύο τους πλευρές για εύκολη συναρμογή μεταξύ τους στο εργοτάξιο.

## 2.7 Μετωπικά Υποστυλώματα

Τα μετωπικά υποστυλώματα προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων δύνανται να γεφυρώσουν (συνήθως 4,00 έως 7,00m). Η θέση τους καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Συνάμα, επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας, αφού η θέση τους επιλέγεται σε συνδυασμό με την διάταξη τεγίδων και οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Πρέπει να αναφερθεί ότι και στα μετωπικά υποστυλώματα κύρια καταπόνηση αποτελεί η ανεμοπίεση, δηλαδή έχουμε στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη.

Στην υπό μελέτη κατασκευή, τα μετωπικά υποστυλώματα από την πλευρά του παταριού τοποθετήθηκαν στον άξονα των ακραίων πλαισίων για λόγους απλοποίησης. Στη βάση τους είναι πακτωμένα όπως και τα υπόλοιπα υποστυλώματα.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup>

### 3.1 Γενικά

Για τη μελέτη του βιομηχανικού χρησιμοποιήθηκε κυρίως το πρόγραμμα SOFISTIK (της έκδοσης 2003), ως βασικό μέσο ανάλυσης κατά την μελέτη του Φ.Ο. στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Το πρόγραμμα SOFISTIK αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα που δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση κτιριακών κατασκευών. Είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης. Το κύριο χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση:

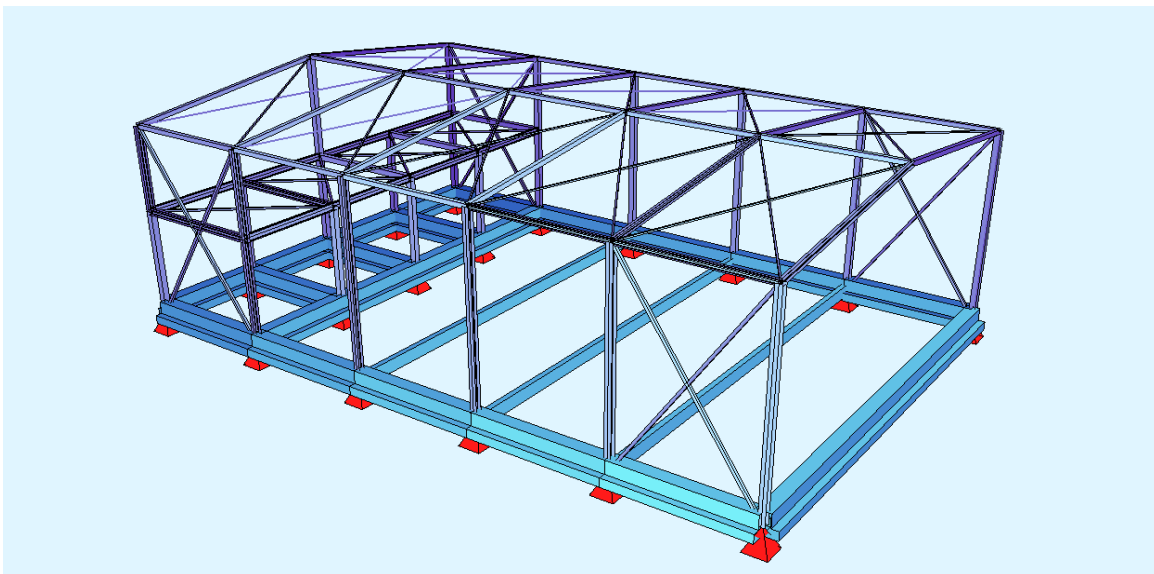
- μεταλλικών κατασκευών
- κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα

Οι δυνατότητές του για ένα εξειδικευμένο, έμπειρο χρήστη είναι πρακτικά απεριόριστες. Ένα επιπλέον χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι η εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα καθώς και των φορτίων από τα οποία καταπονείται, παρέχοντας στο χρήστη σημαντικά περιθώρια παραμετροποίησης. Ένα πολύ σημαντικό πλεονέκτημα του προγράμματος είναι η δυνατότητα που έχει να προσδιορίζει, εκτός των αποτελεσμάτων για κάθε φόρτιση, τις μέγιστες και ελάχιστες μετατοπίσεις ανά κόμβο.

Το κυρίως πρόγραμμα αποτελείται από αριθμό υποπρογραμμάτων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους. Αρχικά πραγματοποιείται εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (υποπρόγραμμα AQUA). Στη συνέχεια ορίσαμε τη γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας συντεταγμένες κόμβων (υποπρόγραμμα GENF), τα είδη των φορτίσεων (υποπρογράμματα STAR2 και DYNA) και τους συνδυασμούς αυτών από τις οποίες καταπονείται (υποπρόγραμμα MAXIMA).

Επιπρόσθετα, μέσω του υποπρογράμματος MAXIMA κατασκευάστηκε η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα **δυσμενέστερα** εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Αυτό το χαρακτηριστικό του προγράμματος φάνηκε ιδιαίτερα χρήσιμο στον εντοπισμό των ακραίων τιμών των μετατοπίσεων για τους ελέγχους λειτουργικότητας.

Στην επόμενη εικόνα παρουσιάζεται ο Φ.Ο. της μελέτης όπως αυτός τελικά αναλύθηκε στο πρόγραμμα:



Μετά τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών με την ανάλυση του SOFISTIK προχωρήσαμε στη διαστασιολόγηση των μελών σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC3. Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε για την δυσμενέστερη περίπτωση με υπολογισμούς του προγράμματος EXCEL. Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν είναι:

- Έλεγχοι διατομής σε αξονική, τέμνουσα, απλή κάμψη, κάμψη και διάτμηση, κάμψη και αξονική δύναμη, διαξονική κάμψη.
- Έλεγχοι μέλους σε θλίψη, θλίψη και κάμψη, πλευρικό λυγισμό, στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, κάμψη και αξονικό εφελκυσμό.

Τέλος την ανάλυση του φορέα ακολούθησε και **έλεγχος** των **συνδέσεων** με την βοήθεια ενός άλλου προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης μεταλλικών κατασκευών, του προγράμματος INSTANT. Για την διεκπεραίωση των ελέγχων αυτών



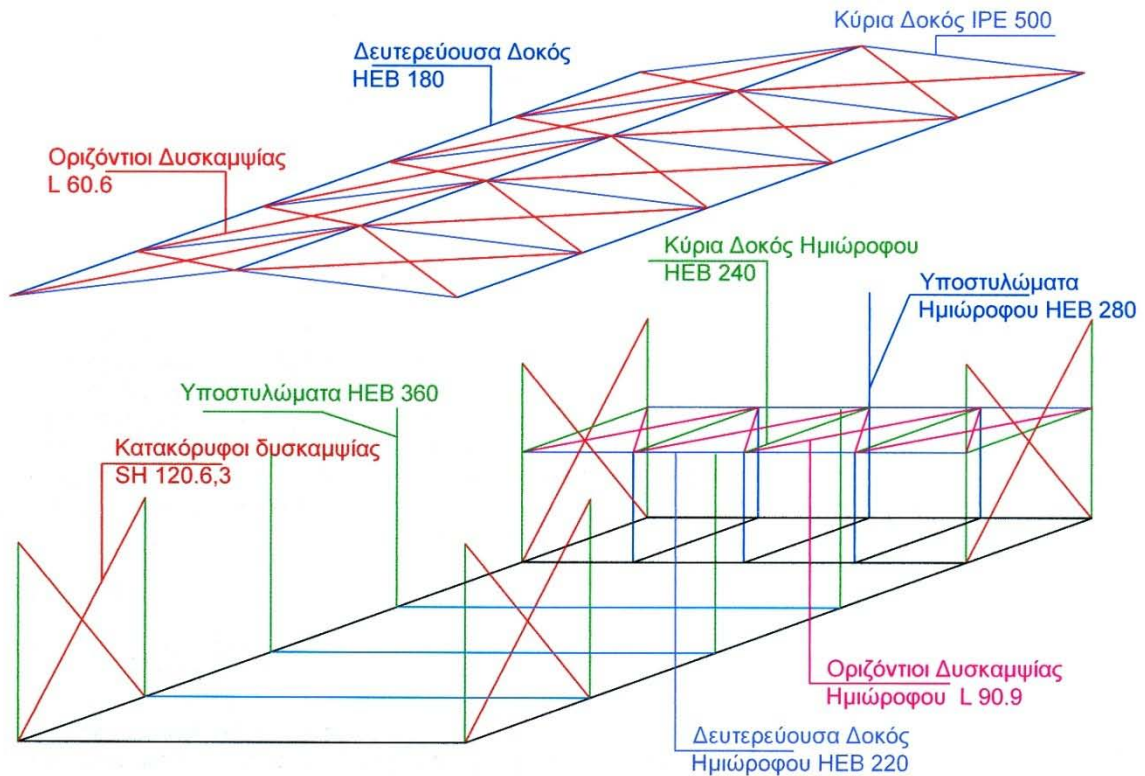
πραγματοποιήθηκε εισαγωγή δεδομένων τα οποία ήταν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την αρχική επίλυση στο SOFISTIK.

### 3.2 Επιλογή υλικών - διατομών

Σε όλο το κτιριακό συγκρότημα επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας S235 ( $f_y = 235N/mm^2$ ). Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών, για επίτευξη μεγαλύτερης ακαμψίας μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι, όπως έγινε και στην παρούσα κατασκευή. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές είναι:

- μεγάλη αντοχή (μείωση των μονίμων φορτίων της κατασκευής, οικονομία υλικού και χώρου κ.λ.π.)
- ομοιογένεια υλικού (αμετάβλητο στο χρόνο, ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής)
- ελαστικότητα-ολκιμότητα
- μονιμότητα (με κατάλληλη συντήρηση απεριόριστη διάρκεια ζωής)
- επαναχρησιμοποίηση του υλικού (ως έχει ή μετά από ανάτηξη)
- ενίσχυση υπαρχουσών κατασκευών (για αύξηση φέρουσας ικανότητας)
- ταχύτητα κατασκευής και ανέγερσης
- ευκολία προκατασκευής
- άριστα αισθητικά αποτελέσματα
- Πέραν της μεταλλικής κατασκευής το κτίριο περιλαμβάνει υπόγειο χώρο
- θεμελίωση από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C30/35 ( $f_{ck} = 30N/mm^2$ ) με ποιότητα χάλυβα οπλισμού S500.

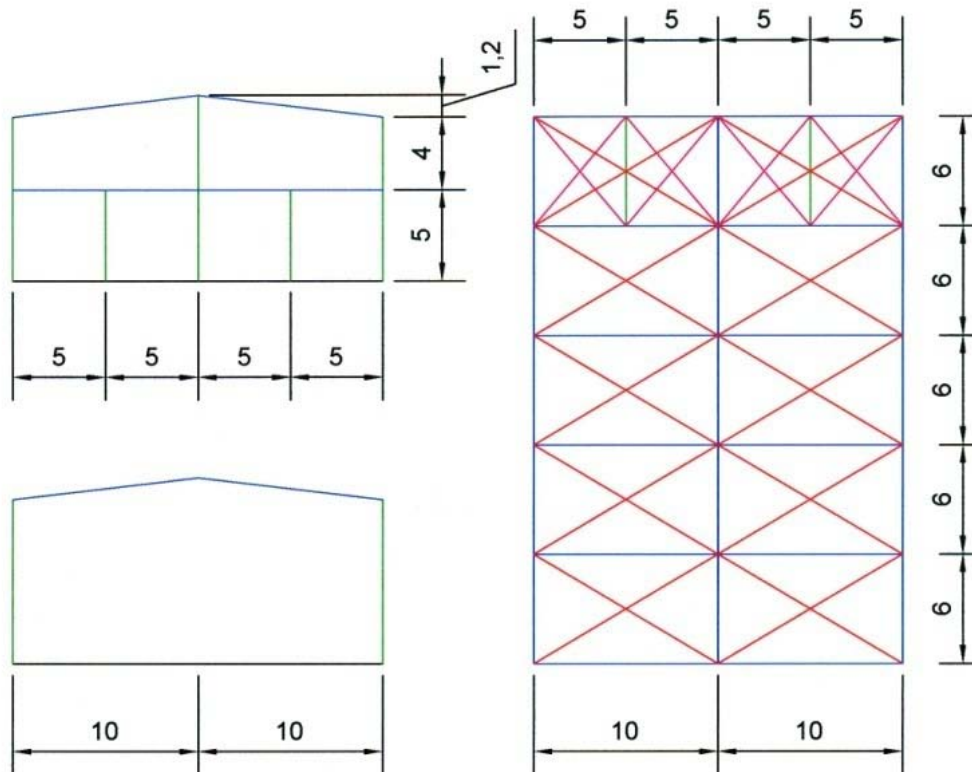
Η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν την ποιότητα των ανωτέρω υλικών καθώς και τον καθορισμό των τυποποιημένων διατομών, έγινε μέσω της υπορουτίνας AQUA. Στον σχέδιο που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τελικά επιλεγθείσες διατομές στο πρόγραμμα:

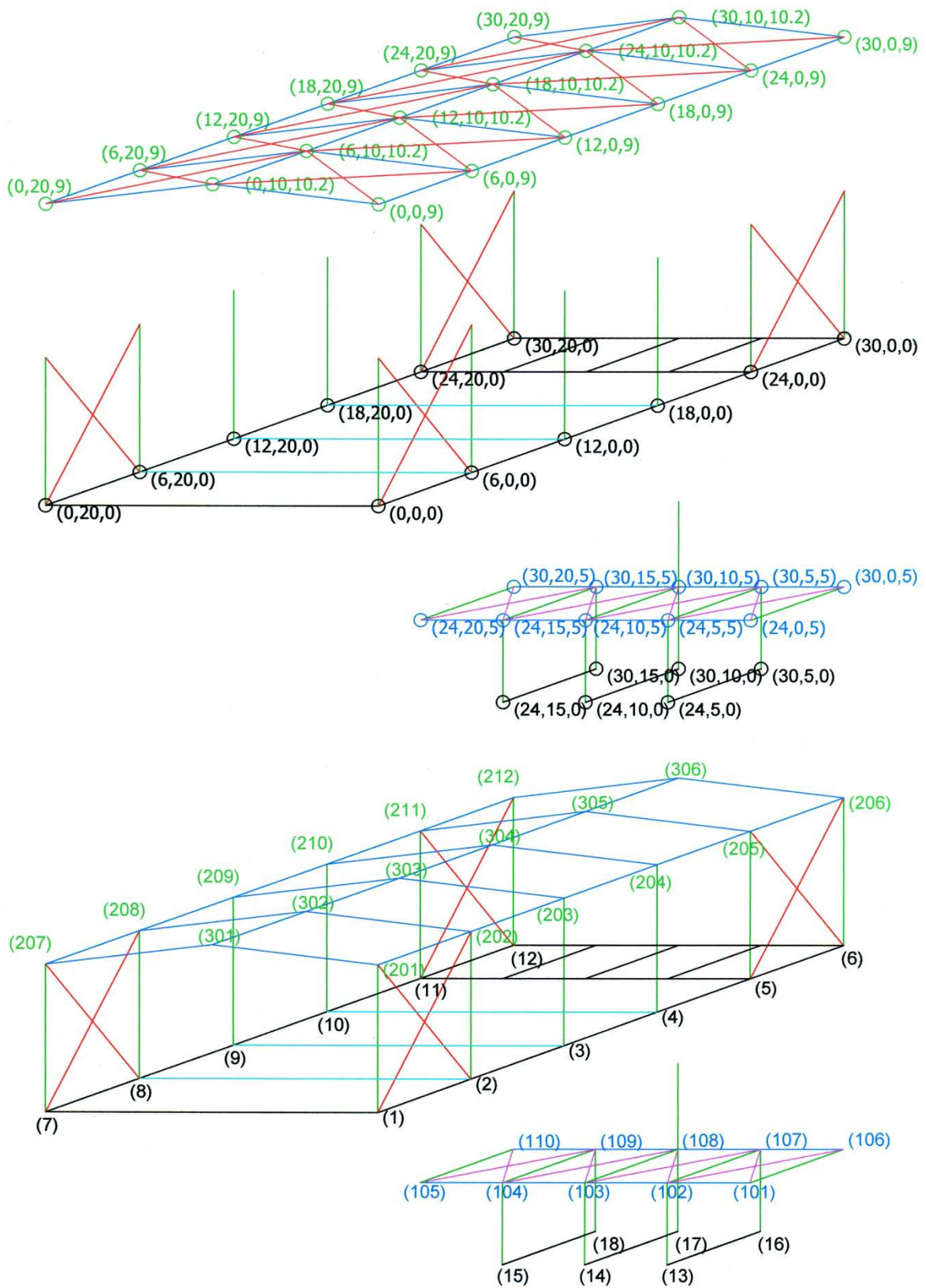


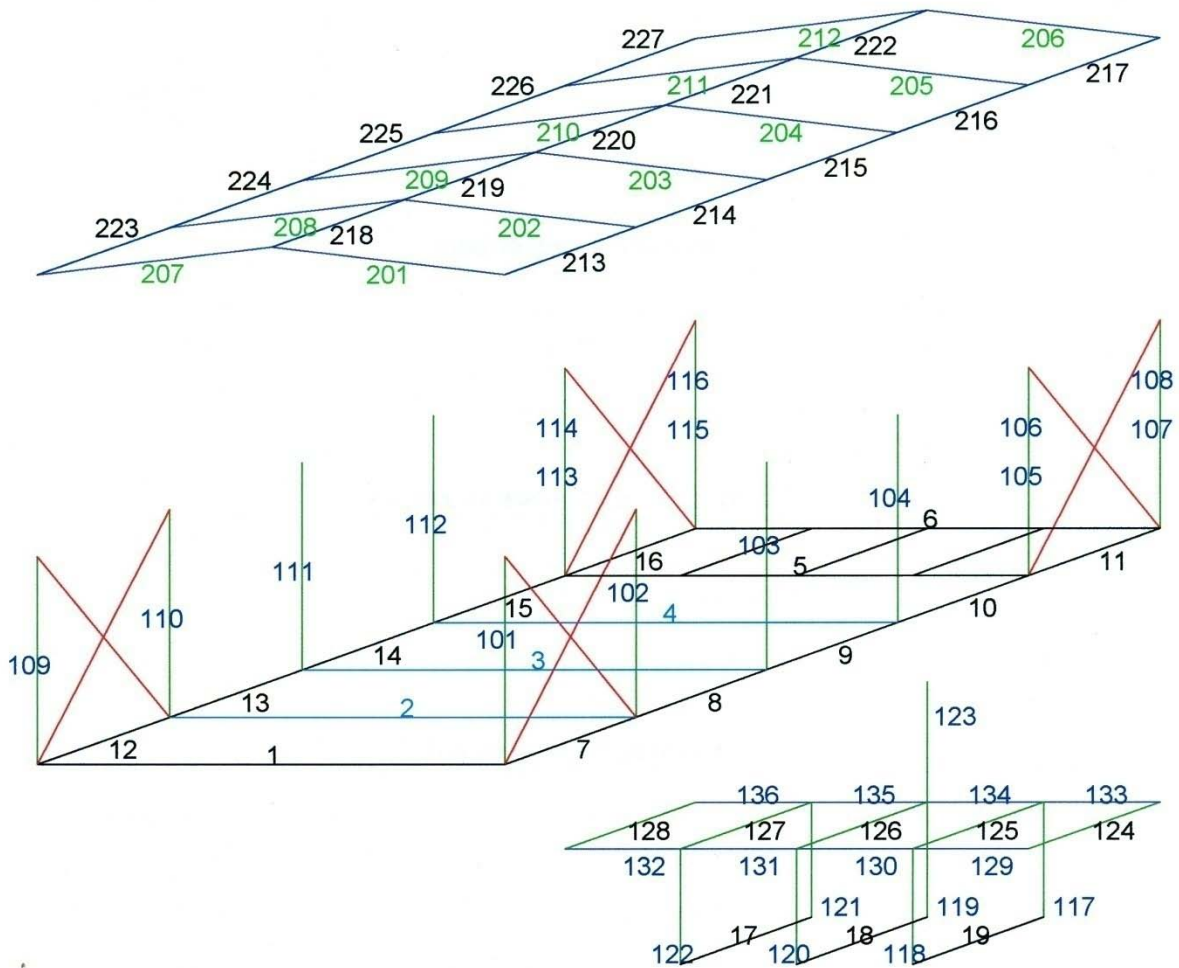
ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΦΟΡΕΑ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΡΑΒΔΟΙ
Υποστυλώματα	HEB 360	101-116
Υποστυλώματα ημιώροφου	HEB280	117-123
Κύρια δοκός	IPE 500	201-212
Δευτερεύουσα δοκός	HEB 180	213-227
Κύρια δοκός ημιώροφου	HEB 240	124-128
Δευτερεύουσα δοκός ημιώροφου	HEB 220	129-136
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι	SH 120.6,3	1001-1008
Οριζόντιοι σύνδεσμοι στέγης	L60.6	3001-3020
Οριζόντιοι σύνδεσμοι ημιώροφου	L90.9	2001-2008
Τεγίδα	IPE 160	

### 3.3 Γεωμετρία φορέα

Μέσω της υποπρόγραμμα GENF έγινε ο ορισμός της γεωμετρίας του φορέα, εισάγοντας αρχικά τις συντεταγμένες των κόμβων και στην συνέχεια προχωρώντας στον καθορισμό των δοκών και στύλων του φορέα. Στα σχέδια που ακολουθούν παρουσιάζονται οι συντεταγμένες και η αρίθμηση των κόμβων καθώς και η αρίθμηση των ράβδων στο πρόγραμμα:







Στο στάδιο αυτό, και με τα υποπρογράμματα AQUA και GENF, έχει ουσιαστικά μορφωθεί ο φορέας. Κύριο χαρακτηριστικό της κατασκευής είναι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις γωνίες που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν στο έδαφος τα οριζόντια φορτία μιας κατασκευής (ανεμοπίεση , σεισμός) καθώς και οι οριζόντιοι που τοποθετήθηκαν στον ημιώροφο, την στέγη και εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία της κατασκευής.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup>

### 4.1 Γενικά

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- Τα Μόνιμα Φορτία (Dead Loads)
- Τα Κινητά Φορτία (Live Loads)
- Τα Τυχηματικά Φορτία (Accidental Loads), τα οποία δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στην συγκεκριμένη εργασία.

Στο συγκεκριμένο πρόγραμμα η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν τα μόνιμα και κινητά φορτία του φορέα έγινε με το υποπρόγραμμα STAR2.

### 4.2 Μόνιμα Φορτία

Το Μόνιμο ή Νεκρό φορτίο είναι ένα φορτίο σταθερής διεύθυνσης, γιατί ενεργεί συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνεται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής κατά τη διάρκεια της ζωής της (π.χ. μονώσεις, επιστρώσεις, τοίχοι). Στην ανάλυση εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο στέγης  $0,50 \text{ kN/m}^2$  και ημιώροφου  $2,00 \text{ kN/m}^2$  βάση των διατομών και των διαστάσεων της κατασκευής.





## 4.4 Φορτίο Χιονιού

Το Φορτίο Χιονιού είναι το κινητό φορτίο βαρύτητας με το οποίο υπολογίζονται οι επίπεδες και οι κεκλιμένες στέγες. Η τιμή του κινητού φορτίου λόγω χιονιού εξαρτάται από την κλίση της στέγης, την τοποθεσία αλλά και τον προσανατολισμό της κατασκευής ως προς την κύρια διεύθυνση που πνέουν οι άνεμοι.

### 4.4.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Το φορτίο λόγω χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις και υπολογίζεται σύμφωνα με το Μέρος 2-3 του Ευρωκώδικα 1.

Σε πολύ ειδικές περιπτώσεις (ακραίες τιμές χιονόπτωσης εκτός στατιστικών δεδομένων) τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται καθαρά ως τυχηματικές δράσεις.

Σύμφωνα με το Μέρος 2-3 υφίστανται παραδοχές και αυτές είναι:

- Το χιόνι αποτίθεται φυσικά
- Δεν λαμβάνεται υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή του χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση
- Όλα τα φορτία αναφέρονται σε κτίρια και γενικά σε έργα Πολιτικού Μηχανικού, που κατασκευάζονται σε περιοχές με υψόμετρα κάτω των 1500 m .

Το Μέρος 2-3 δεν καλύπτει τις ακόλουθες περιπτώσεις, οι οποίες είναι δυνατό να λάβουν χώρα και μπορεί να αποτελέσουν αίτια μερικής ή και ολικής αστοχίας της κατασκευής:

- Φορτία από την πτώση χιονιού λόγω ολίσθησης από υψηλότερη προς χαμηλότερη στέγη.
- Φορτία τα οποία μπορεί να προκύψουν από το φράξιμο των αποχετευτικών ή αποστραγγιστικών συστημάτων λόγω χιονιού ή πάγου.
- Πρόσθετα φορτία ανεμοπίεσης που μπορεί να προκύψουν από την αλλαγή του σχήματος ή των διαστάσεων της κατασκευής λόγω της παρουσίας χιονιού ή πάγου.
- Φορτία πάγου.



- Πλευρική φόρτιση λόγω χιονιού.
- Αύξηση των φορτίων λόγω μεγάλης έντασης βροχόπτωσης πάνω στο χιόνι.

#### 4.4.1.2 Παράμετροι για τον προσδιορισμό του χιονιού

Για τον υπολογισμό της έντασης που προκαλείται στην κατασκευή λόγω χιονόπτωσης, είναι σύνηθες να μελετάται η ομοιομορφία του χιονιού που έχει συσσωρευτεί κάτω από ήπιες καιρικές συνθήκες, το σχήμα της μορφής της στέγης και το σχήμα της χιονοστιβάδας που έχει δημιουργηθεί υπό συνθήκες ανέμου.

Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί επί της στέγης κατά διαφόρους τρόπους.

Τελικά όμως για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού συνήθως θεωρείται αρχικά το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή του λόγω χιονόπτωσης προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

#### 4.4.1.3 Προσδιορισμός του φορτίου χιονιού (s) σε στέγες

Με βάση λοιπόν τις παραπάνω παραδοχές, το φορτίο του χιονιού στη στέγη της κατασκευής υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad [\text{kN/m}^2] \dots\dots\dots (4.1)$$

όπου:  $\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.

$C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης στις καιρικές επιδράσεις, ο οποίος **συνήθως** λαμβάνει την τιμή **1,0**, εκτός εάν μπορεί να εκτιμηθεί καλύτερα για περίπτωση ισχυρών ανέμων οπότε μπορεί να ληφθεί μικρότερος της μονάδας.

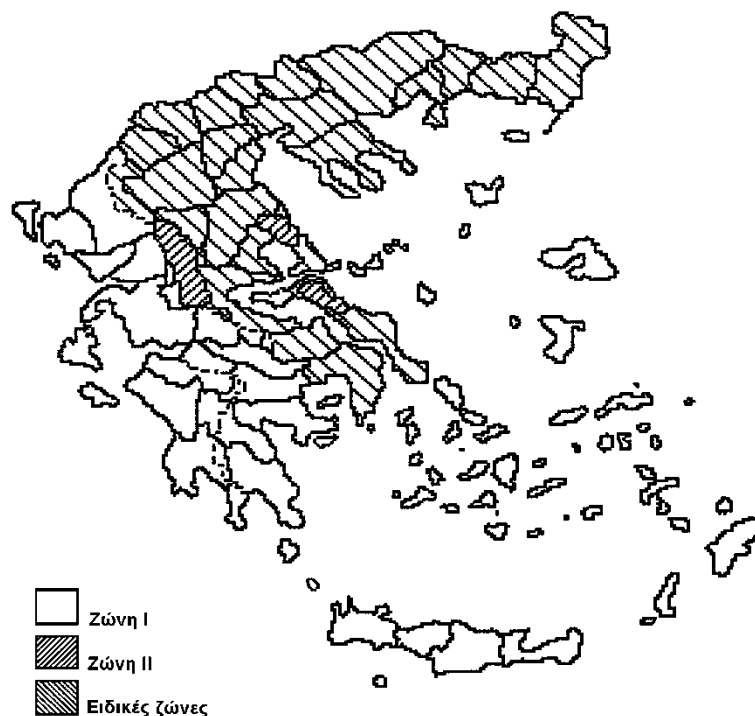
$C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος συνήθως λαμβάνει την τιμή **1,0** για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης, μπορεί όμως να λάβει και μικρότερες τιμές αρκεί να ληφθεί υπ' όψη η επιρροή των απωλειών θερμότητας μέσω της στέγης.

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους [ $\text{kN/m}^2$ ], (βλέπε EC1 – Μέρος 2-3 / παράρτημα A7).

### α) Προσδιορισμός της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού ( $s_k$ ) επί του εδάφους

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι τιμές του  $s_k$  δίνονται στο παράρτημα A του EC1 - Μέρος 2-3 και ειδικότερα για την Ελλάδα σύμφωνα με το παράρτημα αυτό, το οποίο είναι πληροφοριακό, ισχύουν τα ακόλουθα :

- Υπάρχουν δύο ζώνες χιονιού και μια ειδική ζώνη, όπως εμφανίζονται και στο χάρτη του σχήματος 4.1.
- Για κάθε ζώνη και ανάλογα με το υψόμετρο της περιοχής, ισχύουν οι χαρακτηριστικές τιμές  $s_k$  που αναφέρονται στους πίνακες (4.1) και (4.2).
- Στην ειδική ζώνη θα πρέπει ο μελετητής να παίρνει τη γνώμη ειδικού και να συλλέγει στοιχεία από τις κατά τόπους αρμόδιες υπηρεσίες σε ότι αφορά το ύψος της χιονόπτωσης.



Σχήμα. 4.1: Ζώνες χιονοπτώσεως στον Ελλαδικό χώρο, κατά EC1.

### **ΕΘΝΙΚΗ ΖΩΝΗ I**

Περιοχές : Πελοπόννησος, Δυτική Στερεά, Ήπειρος, Νησιά (εκτός από περιοχές με υψόμετρο μεγαλύτερο των 600m στα νησιά Εύβοια και Κρήτη).

Υψόμετρο *	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
$s_k$ **	0.22	0.27	0.33	0.39	0.47	0.57	0.68	0.82	0.98	1.19	

\* Υψόμετρο εδάφους σε μέτρα (m)

\*\* Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού σε (kN/m<sup>2</sup>)

Πίνακας 4.1. : Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους, στην Εθνική Ζώνη I

### **ΕΘΝΙΚΗ ΖΩΝΗ II**

Περιοχές : Θράκη, Ανατολική Στερεά, Μακεδονία, Θεσσαλία, Εύβοια και Κρήτη (για υψόμετρα μεταξύ 600m και 1000m στα νησιά Εύβοια και Κρήτη).

Υψόμετρο *	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
$s_k$ **	0.44	0.52	0.62	0.73	0.86	1.01	1.19	1.41	1.67	1.97	

Πίνακας 4.2. : Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους, στην Εθνική Ζώνη II

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

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής λαμβάνονται υπόψη τρεις μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

- Η τρίτη μορφή προκύπτει από ανακατανομή του χιονιού στα υψηλότερα τμήματα του κτιρίου (λόγω ολίσθησης).

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού ( $\mu_i$ ) χρησιμοποιούνται οι τιμές που δίνονται στο κεφάλαιο 7 του EC 1 1991-2-3:1995.

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης, δηλαδή από το εάν ή στέγη είναι:

1. Κεκλιμένη (μονοκλινής, δικλινής ή πολυκλινής)
2. Επαναλαμβανόμενη
3. Κυλινδρική
4. Με απότομες αλλαγές υψών μεταξύ διαδοχικών στεγών
5. Με προβόλους ή άλλου τύπου εμπόδια

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου υπολογίζεται θεωρώντας ότι:

- ο συντελεστής εκθέσεως στις καιρικές συνθήκες ( $C_e$ ) είναι ίσος με 1,0 και
- ο θερμικός συντελεστής ( $C_t$ ) για συνήθεις θερμικές μονώσεις στέγης θεωρείται και αυτός ίσος με 1,0

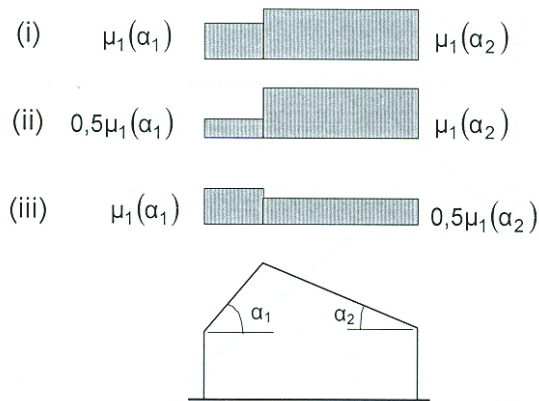
Θα πρέπει να αναφέρουμε ότι μείωση στο φορτίο χιονιού μπορεί να επιτραπεί εφόσον εισαχθούν τιμές, τόσο για το συντελεστή εκθέσεως όσο και για το θερμικό συντελεστή, μικρότερες από την μονάδα, λαμβάνοντας υπόψη μας την επίδραση ποικιλόμορφων συνθηκών ανέμου και την επίδραση απωλειών θερμότητας από τη στέγη, αντίστοιχα.

Οι τιμές του συντελεστή μορφής ( $\mu_i$ ) του φορτίου χιονιού, σε δικλινείς στέγες, δίνονται στον πίνακα 4.3 για διάφορες τιμές της γωνίας «α» της στέγης. Γενικά θεωρείται ως δεδομένο ότι το χιόνι δεν εμποδίζεται να ολισθήσει από την σκεπή. Αν η παρειά κατόντη της στέγης καταλήγει σε προπέτασμα, φράχτη ή άλλο εμπόδιο τότε ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού δεν θα πρέπει να μειώνεται πέραν του 0,8.

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Συντελεστής μορφής $\mu_1$	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0

Πίνακας 4.3. : Χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή μορφής  $\mu_1$  ανάλογα με την κλίση

Επιπλέον, θα λαμβάνεται υπ' όψη κατά τους υπολογισμούς η δυσμενέστερη από τις ταξινομήσεις του φορτίου, περιπτώσεις (i) έως (iv) όπως φαίνονται στο σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2 : Συντελεστής μορφής σε επαναλαμβανόμενη στέγη

#### 4.4.2 Υπολογισμός σύμφωνα με Ελληνικό Κανονισμό

Το βάρος χιονιού λαμβάνεται αναλόγως των τοπικών συνθηκών βάση του πίνακα 4.4.

<b><math>\alpha=</math></b>	$0^{\circ}$	$20^{\circ}$	$40^{\circ}$	$60^{\circ}$	$60^{\circ}$
<b><math>P_s=</math></b>	125h	125h	90h	60h	0

Πίνακας 4.4. : Βάρος χιονιού συναρτήσει της γωνίας  $\alpha$  και του  $h$

Όπου:  $\alpha=$  Γωνία της στέγης ως προς τον ορίζοντα

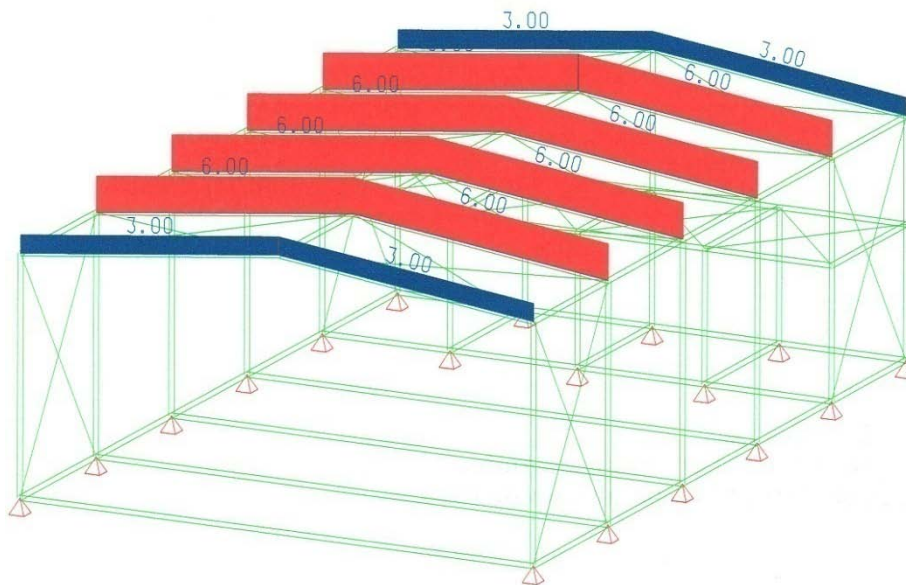
$P_s=$  Βάρος χιονιού σε kg. Ανά  $m^2$  οριζόντιας προβολής της στέγης

$h=$  Μέγιστο πάχος σε μέτρα του στρώματος του χιονιού σε οριζόντια και ελεύθερη επιφάνεια.

Ενδιάμεσες τιμές παρεμβάλλονται γραμμικώς. Όπου το  $h$  δεν είναι επαρκώς γνωστό, λαμβάνεται ίσο προς 0,50m. Σε μεγάλα υψόμετρα ή θέσεις εξαιρετικά επιβαρυνόμενες από την πτώση χιονιού η τιμή αυτή αυξάνεται αναλόγως. Εάν η μορφή της στέγης προκαλεί μεγάλη τοπική συσσώρευση χιονιού αυξάνεται αναλόγως το

αντίστοιχο φορτίο. Απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό το ενδεχόμενο κανονικής ή μονόπλευρου φορτίσεως της στέγης από χιόνι.

Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η οροφή καταπονείται από φορτία χιονιού  $1,00 \text{ kN/m}^2$ . Η τιμή αυτή προέκυψε από την θεώρηση πως η κατασκευή μας βρίσκεται στη Ζώνη III αλλά έγινε απομείωση της προβλεπόμενης τιμής καθόσον ελήφθησαν υπόψη οι τοπικές ιδιαιτερότητες της περιοχής.



## 4.5 Φορτία Ανέμου

Όλες οι κατασκευές υπόκεινται σε Ανεμοπίεση, συνήθως όμως για ορισμένες μόνο από αυτές απαιτείται ο έλεγχος αντοχής σε ανεμοπίεση π.χ. μονώροφες σιδηρές κατασκευές με ελεύθερο τον περιβάλλοντα χώρο, πολυώροφες οικοδομές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα κ.λ.π.

### 4.5.1 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Τα φορτία ή οι δράσεις του ανέμου παίζουν σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα και όλοι οι σχετικοί κανόνες και υπολογισμοί περιέχονται στο Μέρος 2-4 του EC1. Κατατάσσονται δε στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις και η συνολική

απόκριση των κατασκευών, στη δράση του ανέμου, θεωρείται ως επαλληλία μιας «βασικής» (που δρα ως στατική) και μιας «συντονιστικής» συνιστώσας (που δρα ως δυναμική).

Για την πλειονότητα των κατασκευών η «συντονιστική» συνιστώσα είναι πολύ μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, με συνέπεια, ο υπολογισμός να γίνεται μόνο βάσει της βασικής συνιστώσας μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο Μέρος 2-4.

Γενικά η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος αυτό αφορά, επαρκώς δύσκαμπτες επιφάνειες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο. Στη γενική περίπτωση, ο άνεμος ασκεί πίεση προς την προσήνεμη πλευρά και υποπίεση (αναρρόφηση) προς την υπήνεμη. Η δράση του ανέμου υπολογίζεται για κάθε προσβαλλόμενη επιφάνεια, η οποία μπορεί να είναι ολόκληρη η κατασκευή ή κάποια επιμέρους μέλη αυτής.

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

### **Μέθοδοι Υπολογισμού**

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί ο προσδιορισμός των φορτίων που αναπτύσσονται λόγω ανεμοπίεσης, προτείνονται από τον κείμενο Ευρωκώδικα, δύο μέθοδοι υπολογισμού :

- η απλή μέθοδος και
- η λεπτομερής μέθοδος

Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση, ενώ μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για κτίρια με ύψος μικρότερο των 200m, καθώς επίσης και για οδικές ή σιδηροδρομικές γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο των 200m με την προϋπόθεση ότι  $c_d < 1,2$  (όπου  $c_d$  :συντελεστής δυναμικής απόκρισης της κατασκευής σε ανεμορριπή). Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (χάλυβα, σκυρόδεμα ή σύμμικτη), καθώς επίσης και από το ύψος και το πλάτος την κατασκευής. Τέλος, ο δυναμικός συντελεστής  $c_d$  μπορεί να εκτιμηθεί με τη βοήθεια των διαγραμμάτων. Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε

---

Κωνσταντίνος Θαλασσινός

κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και ο δυναμικός συντελεστής  $c_d$  είναι μεγαλύτερος του 1,2. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση, δίνοντας κάθε φορά τα πλέον ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με την απλή μέθοδο. Συνιστάται δε να χρησιμοποιείται όταν  $1,0 \leq c_d \leq 1,2$ .

#### 4.5.1.1 Πίεση του ανέμου σε επιφάνειες

Οι εκφράσεις της πίεσης του ανέμου, που δίνονται στη συνέχεια, ισχύουν για επιφάνειες αρκετά δύσκαμπτες, ώστε να μπορούν να αγνοηθούν τα φαινόμενα ταλάντωσης, λόγω συντονισμού, που προκαλούνται από τον άνεμο.

##### **A) Εξωτερική πίεση ( $w_e$ )**

Η πίεση του ανέμου ( $w_e$ ) επί μιας εξωτερικής επιφάνειας της κατασκευής, υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης (4.2).

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \dots\dots\dots (4.2)$$

Όπου  $q_{ref}$  είναι η πίεση αναφοράς, που προκαλείται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου, η αντιστοιχούσα στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (χρησιμοποιείται ως χαρακτηριστική τιμή).

$c_e(z_e)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη του τη μορφολογία του εδάφους αλλά και το υψόμετρο  $z_e$  από την επιφάνεια του εδάφους, και ορίζεται στην παράγραφο 8.5 (μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1). Ο συντελεστής αυτός τροποποιεί επίσης και τη μέση πίεση λαμβάνοντας υπ' όψη του και την τυρβώδη ροή.

$c_{pe}$  είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης που ορίζεται στο μέρος 2-4 τμήμα 8, του EC1.

$z_{(e,i)}$  είναι το ύψος αναφοράς, το οποίο ορίζεται στο μέρος 2-4, τμήμα 10 του EC1 για τον καθορισμό του αντίστοιχου συντελεστή πίεσης και για το οποίο ισχύουν:

- $z = z_e$  για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης και
- $z = z_i$  για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης.



Είναι άξιο μνείας το γεγονός που αφορά το ύψος αναφοράς για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης ( $z_e$ ) δεν είναι πάντα μονοσήμαντα ορισμένο και εξαρτάται από το εκάστοτε θεωρούμενο πλάτος της κατασκευής, ανάλογα με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου. Επιπρόσθετα το ύψος αναφοράς για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, επίσης δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένο και εξαρτάται από τη μορφή του εσωτερικού του κτιρίου. Πάντως, για κτίριο χωρίς εσωτερικά χωρίσματα και δάπεδα, το εσωτερικό ύψος αναφοράς ( $z_i$ ) είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων.

### Πίεση αναφοράς ανέμου ( $q_{ref}$ )

Η πίεση αναφοράς του ανέμου ( $q_{ref}$ ) υπολογίζεται από τη σχέση (4.3).

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 \dots\dots\dots (4.3)$$

Όπου:  $v_{ref}$  είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.

$\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, η οποία επηρεάζεται από το υψόμετρο και εξαρτάται από τη θερμοκρασία και την αναμενόμενη βαρομετρική πίεση στην περιοχή κατά τη διάρκεια της καταιγίδας, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α, Μέρος 2-4. Συνήθως η τιμή της πυκνότητας του αέρα λαμβάνεται ίση με  $1,25 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/m}^3$ .

### Ταχύτητα αναφοράς του ανέμου ( $v_{ref}$ )

Η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου ( $v_{ref}$ ):

- Ορίζεται ως η μέση ταχύτητα δεκαλέπτου σε ύψος 10m από την επιφάνεια του εδάφους κατηγορίας ΙΙ. Έχει πιθανότητα υπέρβασης 2% ετησίως, με μέση περίοδο επαναφοράς 50 έτη.

- Προσδιορίζεται μέσω της σχέσης (4.4).

$$v_{ref} = C_{DIR} \cdot C_{TEM} \cdot C_{ALT} \cdot v_{ref,0} \dots\dots\dots (4.4)$$

Όπου:  $v_{ref,0}$  είναι η βασική τιμή της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου

$C_{DIR}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1,0

$C_{TEM}$  είναι ο συντελεστής προσωρινότητας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1,0

$C_{ALT}$  είναι ο συντελεστής υψομέτρου, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1,0

Οι συντελεστές  $C_{DIR}$ ,  $C_{TEM}$  και  $C_{ALT}$  μπορούν να μην έχουν τιμή ίση με την μονάδα αν έτσι ορίζεται σχετικά στο Παράρτημα Α.

Σύμφωνα με τα στοιχεία του τμήματος A7 του ίδιου παραρτήματος (πληροφοριακό για τις συνθήκες της Ελλάδας), οι ζώνες στις οποίες χωρίζεται ο Ελλαδικός χώρος για τον προσδιορισμό της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου είναι:

- Νησιά και παραθαλάσσια ζώνη της ηπειρωτικής χώρας σε βάθος 10 km από την θάλασσα έχουν:  $v_{ref} = 36 \text{ m/s}$  .
- Υπόλοιπο της χώρας:  $v_{ref} = 30 \text{ m/s}$  .

ενώ και για τις δύο ζώνες ισχύει ότι :  $C_{DIR} = C_{TEM} = C_{ALT} = 1,0$

### Μέση ταχύτητα ανέμου ( $v_m$ )

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται μέσω της σχέσης (4.5) και βάσει της μεταβολής της διαμορφώνεται και ο συντελεστής τραχύτητας (για τον οποίο γίνεται αναφορά σε επόμενη παράγραφο), στην περιοχή όπου θα κατασκευαστεί η εκάστοτε κατασκευή.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_t(z) \cdot v_{ref} \dots\dots\dots (4.5)$$

Όπου:  $v_{ref}$  είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_t(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

### B) Εσωτερική πίεση ( $w_i$ )

Η πίεση του ανέμου ( $w_i$ ) επί μιας εσωτερικής επιφάνειας της κατασκευής, υπολογίζεται μέσω της σχέσης (4.6).

$$w_i = q_{ref} \cdot c_e(z_i) \cdot c_{pi} \dots\dots\dots (4.6)$$

όπου:  $q_{ref}$  υπολογίζεται από τη σχέση (4.3)

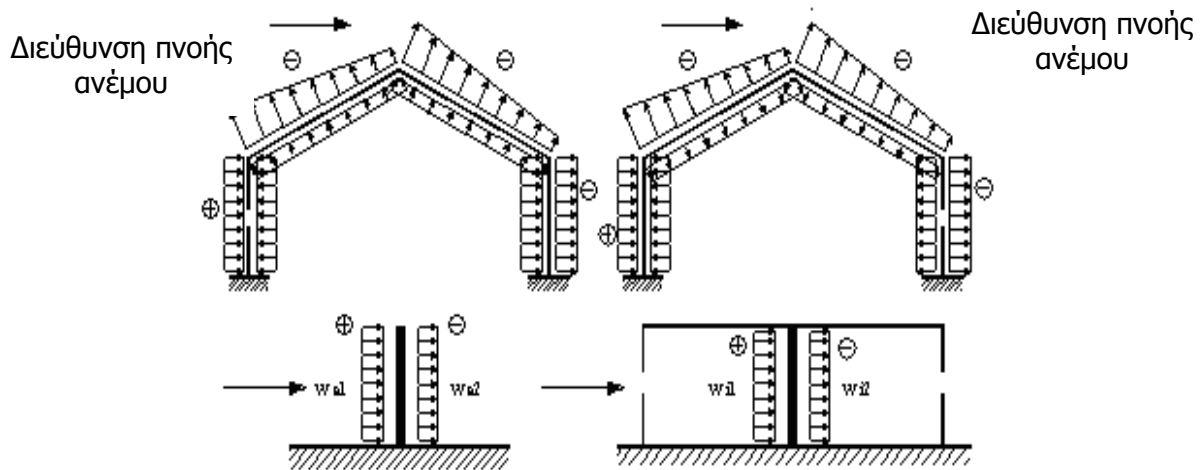
$c_e(z_i)$  είναι ο συντελεστής εκθέσεως ανάλογος του  $c_e(z_e)$  και υπολογίζεται βάσει της σχέσεως (4.9).

$c_{pi}$  είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης ο οποίος ορίζεται στο μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1 (για κτίρια με ανοίγματα στους τοίχους).

### Γ) Τελική πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η **διαφορά των πιέσεων** επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας

υπ' όψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια του τοίχου ή του στοιχείου λαμβάνεται ως **θετική** (υπερπίεση), ενώ η αναρρόφηση (το δάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια του τοίχου ή του στοιχείου) λαμβάνεται ως **αρνητική** (υποπίεση). Στο σχήμα 4.3 φαίνονται μερικά παραδείγματα της σήμανσης της πίεσης.



Σχήμα 4.3: Προσήμανση των πιέσεων επί των επιφανειών

#### 4.5.1.2 Δυνάμεις ανέμου

##### A) Συνολική δύναμη του ανέμου ( $F_w$ )

Η συνολική δύναμη του ανέμου ( $F_w$ ), που ενεργεί επί μιας κατασκευής, ή τμήματος αυτής και με την προϋπόθεση ότι η κατασκευή δεν είναι ευαίσθητη σε δυναμική καταπόνηση (δηλαδή όταν  $c_d < 1,2$ ), δίνεται ως το άθροισμα των πιέσεων επί όλων των επιφανειών της και υπολογίζεται μέσω της σχέσης (4.7)

$$F_w = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref} \dots\dots\dots (4.7)$$

$q_{ref}$  υπολογίζεται από τη σχέση (4.3)

$c_e(z_e)$  Αναλύεται στη σχέση (4.2)

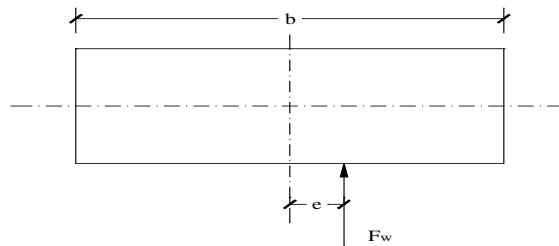
$c_d$  είναι ο δυναμικός συντελεστής.

$c_f$  είναι ο συντελεστής δύναμης.

$A_{ref}$  είναι η επιφάνεια αναφοράς, μετρούμενη γενικά ως η προβολή της κατασκευής σε επίπεδο κάθετο προς τη διεύθυνση του ανέμου.

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη στρεπτικές καταπονήσεις που προέρχονται από αστάθμητους παράγοντες (π.χ. διεύθυνση πνοής ανέμου υπό γωνία) η δύναμη του ανέμου ( $F_w$ ) εφαρμόζεται με εκκεντρότητα  $e$  ίση με :  $e = b/10$

όπου  $b$  είναι η διάσταση της κατασκευής, η κάθετη προς τη διεύθυνση πνοής του ανέμου, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.4.



Σχήμα 4.4: Έκκεντρη δράση δύναμης ανέμου.

## **B) Δύναμη τριβής του ανέμου ( $F_{fr}$ )**

Εκτός των δυνάμεων που δρουν καθέτως προς τις επιφάνειες προσβολής της κατασκευής, και προκειμένου για κατασκευές με μεγάλες προσβαλλόμενες επιφάνειες, θα πρέπει να συνυπολογίζονται και οι δυνάμεις τριβής ( $F_{fr}$ ), οι οποίες δρουν εφαπτομενικά στην εκάστοτε επιφάνεια προσβολής και ενδέχεται να είναι σημαντικές. Οι δυνάμεις τριβής υπολογίζονται μέσω της σχέσης (4.8).

$$F_{fr} = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{fr} \cdot A_{fr} \dots\dots\dots (4.8)$$

όπου:  $q_{ref}$  υπολογίζεται από τη σχέση (4.3)

$c_e(z_e)$  ορίζεται στην παράγραφο 8.5 (μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1).

$c_{fr}$  είναι ο συντελεστής τριβής.

$A_{fr}$  είναι η επιφάνεια τριβής.

### 4.5.1.3 Συντελεστές

#### A) Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$

Ο συντελεστής έκθεσης υπολογίζεται μέσω της σχέσης (4.9).

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot [1 + 2 \cdot g \cdot I_v(z)] \dots\dots\dots (4.9)$$

Όπου:  $z$  Είναι το εκάστοτε θεωρούμενο ύψος αναφοράς και διακρίνεται σε:

- $z_e$ , για εξωτερική πίεση.
- $z_i$ , για εσωτερική πίεση (για κτίρια όμοια με αυτό που εξετάζουμε συνήθως είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων)

$g$  είναι ο συντελεστής αιχμής (μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 3,5 για κατασκευές με δυναμικό συντελεστή  $C_d > 1$ )

Και  $I_v(z)$  είναι ο συντελεστής που δίνεται από τη σχέση (4.10) και λαμβάνει υπόψη του την ένταση των στροβιλισμών:

$$I_v(z) = \frac{k_T}{c_r(z) \cdot c_t(z)} \dots\dots\dots (4.10)$$

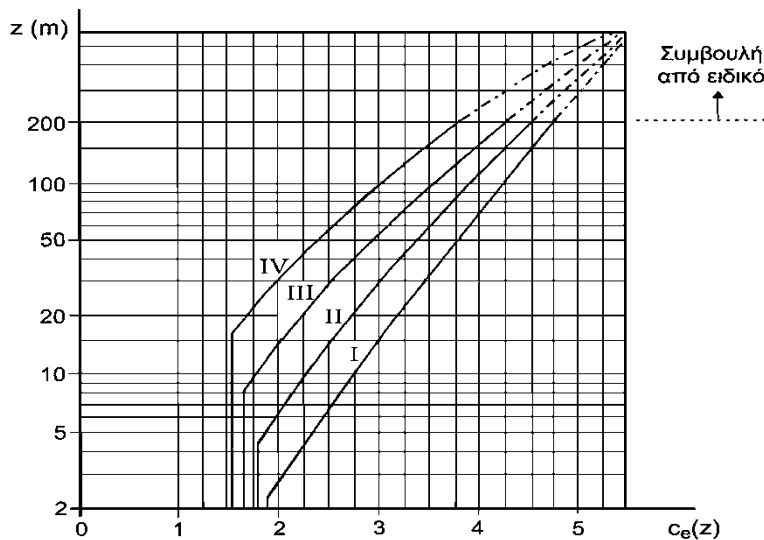
Όπου:  $k_T$  είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τον πίνακα 4.5

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_t(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

Για επίπεδα εδάφη, ο συντελεστής εκθέσεως μπορεί, εναλλακτικά, να υπολογιστεί και από το σχήμα 4.5 για κάθε κατηγορία εδάφους.

Επίπεδα χαρακτηρίζονται τα εδάφη, τα οποία έχουν συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης ίσο με 1 ( $c_t = 1$ ).



Σχήμα 4.5: Συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  συναρτήσει του ύψους  $z$ , πάνω από το έδαφος, για διάφορες κατηγορίες εδάφους I έως IV (βλέπε πίνακα 9.11) και για συντελεστή ανάγλυφου

$$c_t = 1.$$

**B) Συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z)$**

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας  $c_r(z)$ , λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή της μέσης ταχύτητας του ανέμου στην περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευαστεί η εκάστοτε κατασκευή, λόγω:

- Του ύψους της κατασκευής από την επιφάνεια του εδάφους, και
- Της τραχύτητας του εδάφους ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους ( $z$ ) μέσω της σχέσης (4.11).

$$\begin{aligned} \text{για } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \quad c_r(z) &= k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots\dots\dots \\ \text{για } z < z_{\min} \quad c_r(z) &= k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \dots\dots\dots \end{aligned} \tag{4.11}$$

Όπου:  $k_T$  είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τον πίνακα 4.5, ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους.

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας και υπολογίζεται από τον πίνακα 4.5.

$z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος και υπολογίζεται από τον πίνακα 4.5.

Τα παραπάνω ισχύουν για ύψη μικρότερα των 200m από τη επιφάνεια του εδάφους, ενώ για μεγαλύτερα απαιτείται η γνώμη ειδικού.

Κατηγορία εδάφους		$K_T$	$Z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	Τρικυμιώδης ανοιχτή θάλασσα, λίμνες με μήκος ανάπτυξης κυματισμού τουλάχιστον 5 Km, καθώς και λείες επίπεδες επιφάνειες εδάφους χωρίς εμπόδια.	0,17	0,01	2
II	Αγροτικές εκτάσεις με περιμετρική περίφραξη, μικρές διάσπαρτες αγροτικές κατασκευές, κατοικίες ή δένδρα.	0,19	0,05	4
III	Προαστιακές ή βιομηχανικές περιοχές και μόνιμες δασικές εκτάσεις.	0,22	0,3	8
IV	Αστικές περιοχές όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται από κτίρια, των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	0,24	1	16

Πίνακας 4.5. : Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Εάν η απόσταση της κατασκευής από την πλησιέστερη αλλαγή της τραχύτητας του εδάφους είναι μικρότερη από:

- 2 χλμ από το πιο λείο έδαφος με τραχύτητα I, ή
- 1 χλμ από το πιο λείο έδαφος με τραχύτητες I & III,

τότε θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η κατηγορία με τη μικρότερη τραχύτητα προς την προσήνεμη πλευρά. Σε περίπτωση αμφιβολίας ως προς την κατάταξη του εδάφους, το έδαφος κατατάσσεται στην αντίστοιχη δυσμενέστερη.

### Γ) Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_t(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις, σε περιοχές που δεν είναι ορεινές ή πτυχωτές. Ο συντελεστής αναγλύφου λαμβάνεται υπόψη για θέσεις οι οποίες απέχουν λιγότερο από:

- 0.5 u (u: το μήκος της πλαγιάς από την κορυφή) ή

- 1.5 H (H: το ύψος του γκρεμού) και προσδιορίζεται από τη σχέση (4.12).

για	$\Phi < 0.05$	$c_t = 1$ .....	
για	$0.05 < \Phi < 0.3$	$c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi$ .....	(4.12)
για	$\Phi > 0,3$	$c_t = 1 + 0.6 \cdot s$ .....	

όπου: s είναι ο συντελεστής που προκύπτει από τα σχήματα 4.7 & 4.8 συναρτήσει των  $x/L_e$  και  $z/L_e$ .

$\Phi = H/L$  είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά (πίνακας 4.6).

$L_e$  είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά (πίνακας 4.6).

$L_u$  είναι το πραγματικό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά.

H είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας.

x είναι η οριζόντια απόσταση της κατασκευής από την κορυφή του λόφου.

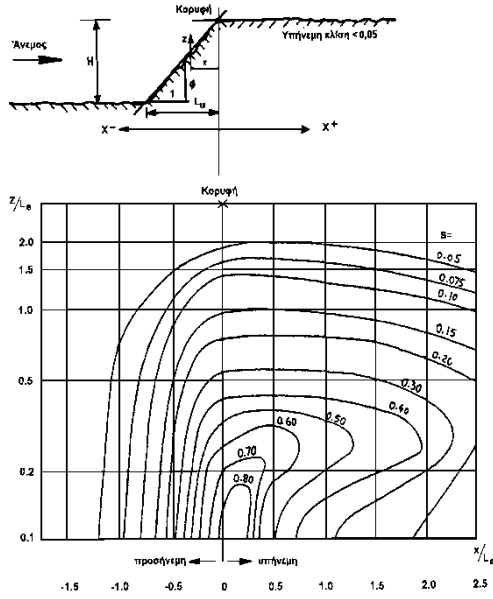
z είναι η κατακόρυφη απόσταση της κατασκευής από την επιφάνεια του εδάφους

Σε κοιλάδες ο συντελεστής ανάγλυφου,  $c_t(z)$ , μπορεί να λαμβάνει τιμές ίσες με 1,0, εάν βέβαια δεν αναμένεται αύξηση της ταχύτητας.

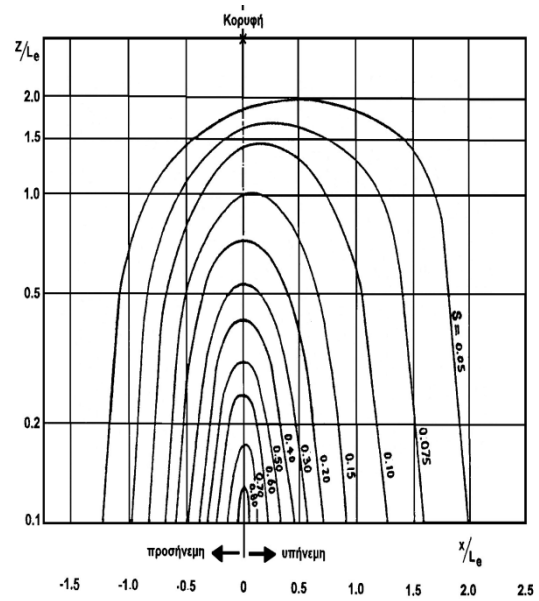
Κλίση ( $\Phi = H/L$ )	Φ	$L_e$
Απαλή	$0.05 < \Phi < 0.3$	$L_e = L_u$
Απότομη	$0.3 < \Phi$	$L_e = H/0.3$

Πίνακας 4.6. : Τιμές ενεργού μήκους ανάντη της πλαγιάς ( $L_e$ )





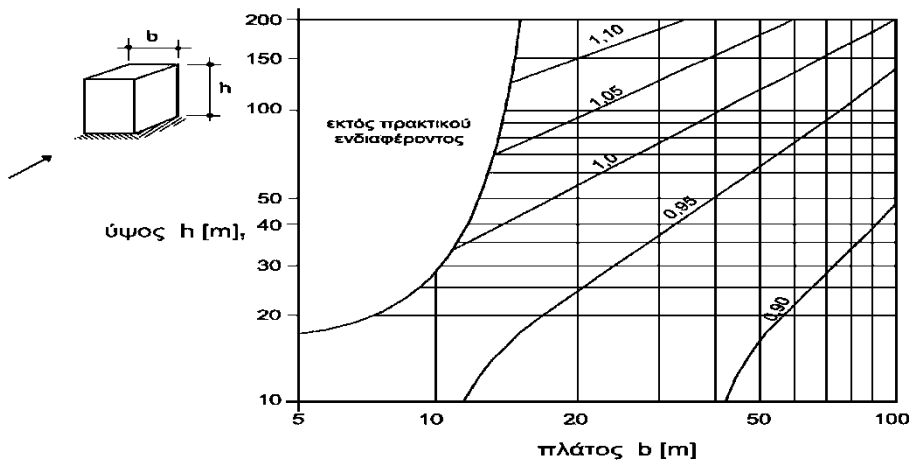
Σχήμα 4.6: Συντελεστής (s) για γκρεμούς και εξάρσεις



Σχήμα 4.7: Συντελεστής (s) για λόφους και προεξοχές

**Δ) Συντελεστής δυναμικής αποκρίσεως σε ανεμορριπή (c<sub>d</sub>)**

Για τον καθορισμό του δυναμικού συντελεστή c<sub>d</sub> λαμβάνονται υπ’ όψη αφ’ ενός μεν μειωτικά φαινόμενα λόγω της μη ταυτόχρονης μέγιστης ταχύτητας του ανέμου σε όλα τα σημεία της επιφάνειας προσβολής της κατασκευής και αφ’ ετέρου τα μεγεθυντικά φαινόμενα λόγω του περιεχομένου των συχνοτήτων της ανεμορριπής πλησίον της δεσπόζουσας ιδιοσυχνότητας της κατασκευής.



Σχήμα 4.8: Τιμές του C<sub>d</sub> για κτίρια από **χάλυβα**.

Οι τιμές των παραμέτρων του σχήματος 4.8 είναι:

- ο  $V_{ref} = 28 \text{ m/s}$
- ο Έδαφος κατηγορίας I
- ο  $\delta_s = 0,045 \eta_1 \geq 0,10$
- ο  $\delta_a = 0$

όπου  $\eta_1$  η δεσπόζουσα καμπτική συχνότητα πολυώροφου κτιρίου.

$\delta_s$  η δεσπόζουσα λογαριθμική αποσβεστική μείωση της κατασκευής.

$\delta_a$  η δεσπόζουσα αεροδυναμική λογαριθμική αποσβεστική μείωση της κατασκευής.

Τα κριτήρια που καθορίζονται από το σχήμα 4.8 δεν καλύπτουν απαιτήσεις άνεσης στις καταστάσεις λειτουργικότητας. Αν πρέπει να αντιμετωπισθούν τέτοιες καταστάσεις, τότε απαιτείται η χρήση λεπτομερέστερων μεθόδων.

#### 4.5.1.4 Αεροδυναμικοί συντελεστές κατασκευών

Με τον όρο «αεροδυναμικοί» χαρακτηρίζονται οι συντελεστές:

- Εξωτερικής πίεσης ( $c_{pe}$ ).
- Εσωτερικής πίεσης ( $c_{pi}$ ).
- Δύναμης ( $c_f$ ).

Με χρήση των παραπάνω συντελεστών υπολογίζονται οι τελικές πιέσεις ή οι δυνάμεις στις επιφάνειες των κατασκευών.

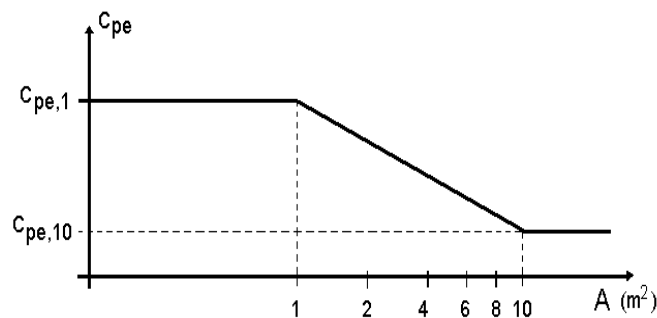
Οι βασικές κατηγορίες κατασκευών και κατασκευαστικών στοιχείων που οι αεροδυναμικοί συντελεστές (εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης) τροποποιούνται προκειμένου να υπολογισθούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών τους, είναι:

- Κτίρια.
- Στέγαστρα.
- Ελεύθεροι διαχωριστικοί τοίχοι, φράχτες και πινακίδες.
- Δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή.

- Δομικά στοιχεία με οξείες ακμές.
- Δομικά στοιχεία με διατομή κανονικού πολυγώνου.
- Κυκλικοί κύλινδροι.
- Σφαίρες.
- Δικτυώματα και σκαλωσιές.
- Γέφυρες.

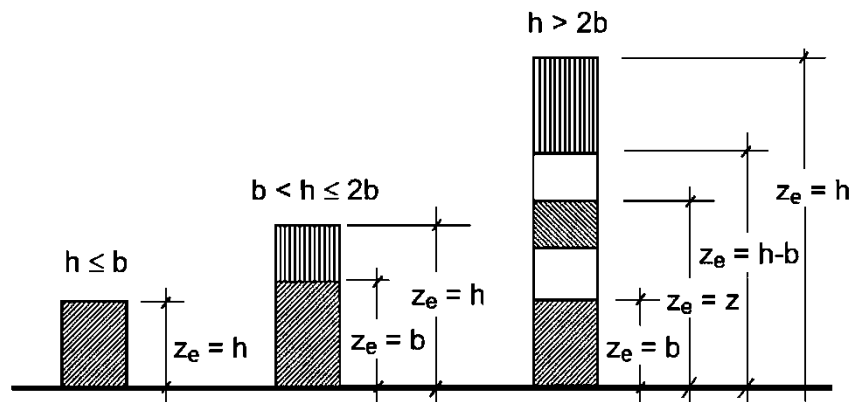
**4.5.1.4.1 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κτίρια ( $c_{pe}$ )**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κτίρια και μεμονωμένα τμήματα κτιρίων εξαρτώνται, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.9, από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$  και συμβολίζονται ως ( $c_{pe,1}$ ) και ( $c_{pe,10}$ ) για επιφάνειες ίσες με  $1m^2$  και  $10m^2$  αντίστοιχα.



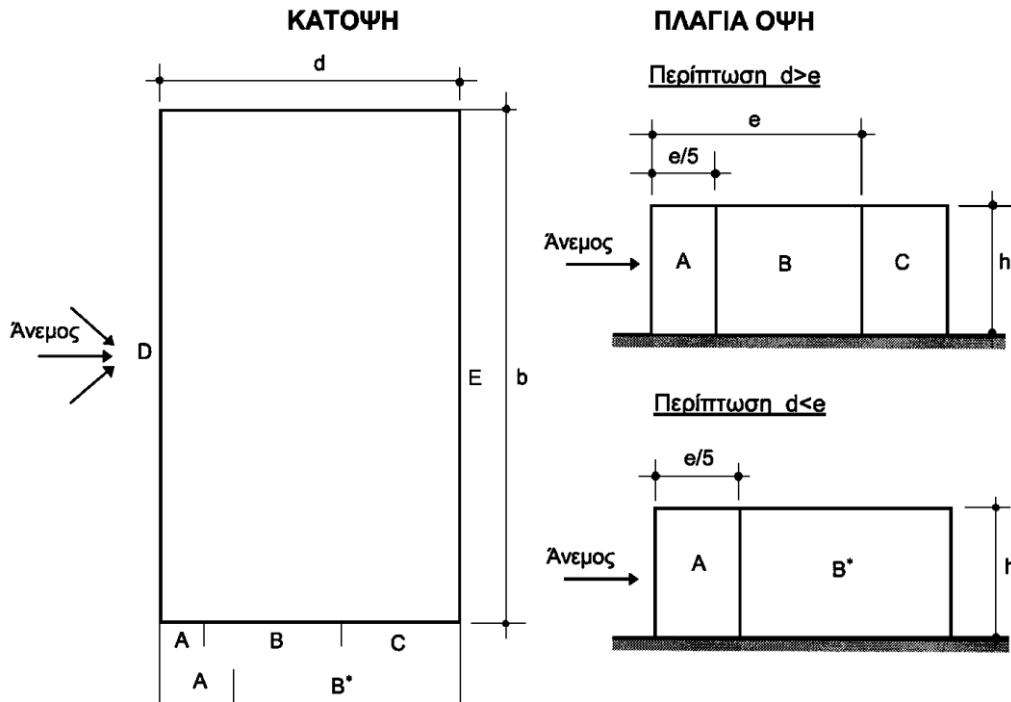
Σχήμα 4.9: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης ( $c_{pe}$ ), για κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας ( $A$ ).

$$\begin{aligned}
 A \leq 1m^2 & \quad c_{pe} = c_{pe,1} \dots\dots\dots \\
 1m^2 < A < 10m^2 & \quad c_{pe,A} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10}(A) \dots\dots\dots(4.13) \\
 10m^2 \leq A & \quad c_{pe} = c_{pe,10} \dots\dots\dots
 \end{aligned}$$

**Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη**Σχήμα 4.10: Προσδιορισμός του ύψους αναφοράς ( $z_e$ ) συναρτήσει των  $h$  και  $b$ .

Σύμφωνα με το σχήμα 4.10, μπορούμε συνοπτικά να γράψουμε:

- $h \leq b$  Λαμβάνεται  $z_e = h$ .
- $b < h \leq 2b$  Το κτίριο θεωρείται πως απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος
- $z_e = b$  για το χαμηλότερο και
  - $z_e = h$  για το υπερκείμενο.
- $h > 2b$  Το κτίριο θεωρείται πως απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων
- το χαμηλότερο έχει ύψος  $z_e = b$
  - το ψηλότερο έχει ύψος  $z_e = h$
  - το ενδιάμεσο τμήμα χωρίζεται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήμα ίσο με  $b$ .
- Όπου:**
- b** Είναι το πλάτος του κτιρίου εγκάρσια στη διεύθυνση πνοής του ανέμου, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.11.
  - h** Είναι το ύψος του κτιρίου σε πλάγια όψη, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.11.



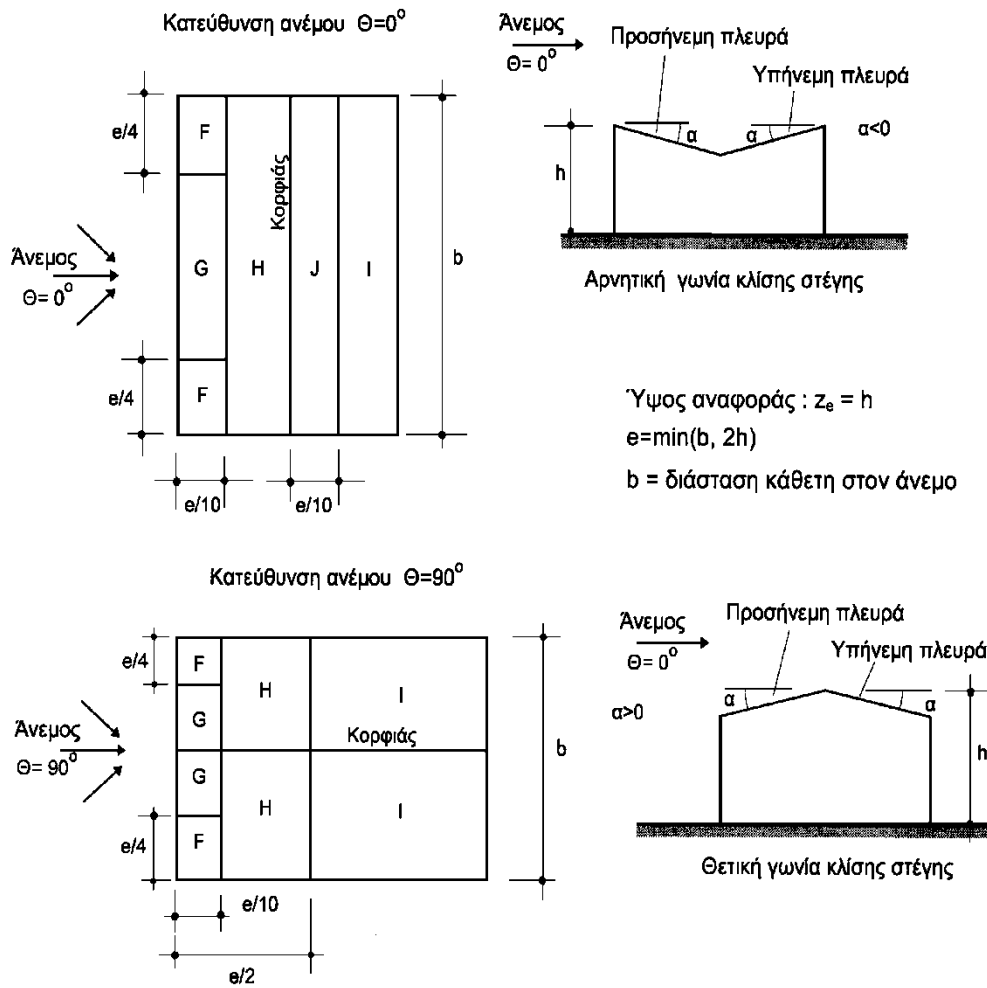
Σχήμα 4.11: Ορισμοί για κατακόρυφους τοίχους. ( $e = \min [b, 2h]$  )

d/h	Ζώνη									
	A		B, B*		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$\leq 1$	-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	
$\geq 4$	-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.6	+1.0	-0.3	

Πίνακας 4.7 : Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

### Δικλινείς στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε δικλινείς στέγες δίνονται στους πίνακες 4.8 και 4.9 σύμφωνα με το συμβολισμό του σχήματος 4.17. Για οροφές μεγάλης επιφάνειας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής.



Σχήμα 4.12: Ορισμοί για δικλινείς στέγες

Κλίση στέγης $\alpha^\circ$	Ζώνη (για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ )									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0.6		-0.6		-0.8		-0.7		-1.0	-1.5
-30°	-1.1	-2.0	-0.8	-1.5	-0.8		-0.6		-0.8	-1.4
-15°	-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5		-0.7	-1.2
-5°	-2.3	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.3		-0.3	
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	
Κλίση στέγης $\alpha^\circ$	Ζώνη (για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ )									
	F		G		H		I			
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1.4	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2		
-30°	-1.5	-2.1	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2		
-15°	-1.9	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.8	-1.2		
-5°	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	-0.6	-1.2		
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2			-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2			-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2			-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2			-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0			-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0			-0.5	

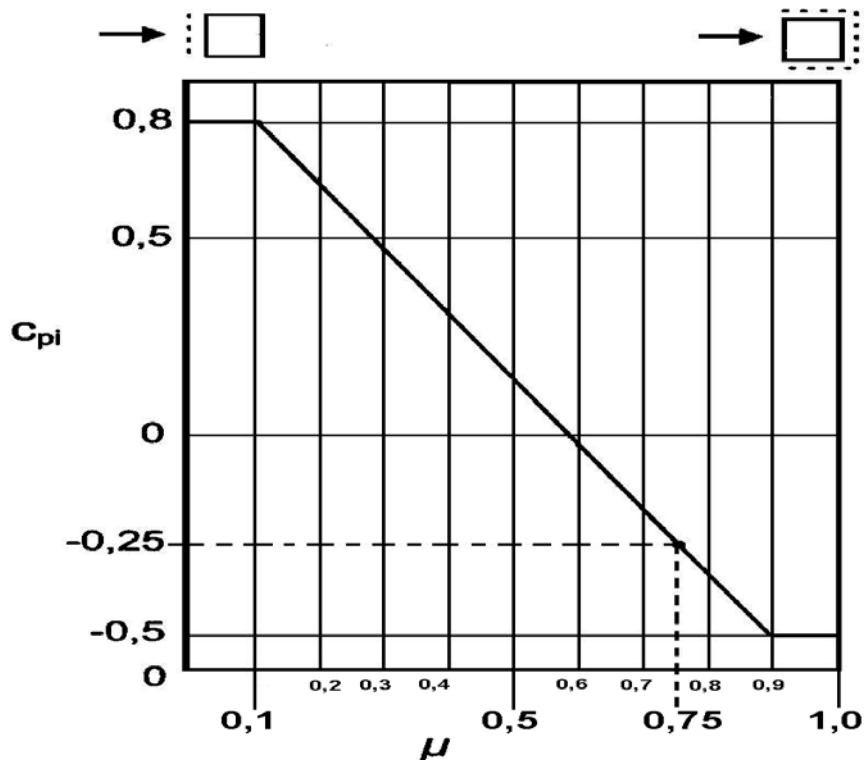
Πίνακας 4.8. : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες.

- Για γωνία  $\theta = 0^\circ$  οι συντελεστές πίεσης εναλλάσσονται μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών για κλίσεις στέγης από  $\alpha=15^\circ$  έως και  $\alpha=30^\circ$  στην προσήνεμη πλευρά. Για τον λόγο αυτό δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές στους πίνακες (4.8) και (4.9).
- Μπορεί να γίνει γραμμική παρεμβολή μόνο μεταξύ συντελεστών με το ίδιο πρόσημο. Για γωνίες από  $\alpha=-5^\circ$  έως  $\alpha=+5^\circ$  δεν γίνεται γραμμική παρεμβολή, αλλά χρησιμοποιούνται οι τιμές για τις επίπεδες στέγες.

Τέλος πρέπει να αναφερθεί πως και σ' αυτή την περίπτωση, εάν πρόκειται για στέγες μεγάλου μήκους θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη οι δυνάμεις τριβής.

#### 4.5.1.4.2 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης ( $c_{pi}$ ) σε κτίρια χωρίς εσωτερικά χωρίσματα

Ο αεροδυναμικός συντελεστής εσωτερικής πίεσης ( $c_{pi}$ ) για κτίρια χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά δίνεται στο σχήμα 4.13 και είναι συνάρτηση του ποσοστού ανοιγμάτων  $\mu$ .



Σχήμα 4.13: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης ( $c_{pi}$ ) για κτίρια με ανοίγματα στους τοίχους.



### 4.5.2 Υπολογισμός σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό

Η ανά  $m^2$  επιπέδου επιφάνειας, κάθετη προς την διεύθυνση του ανέμου, πίεση  $W_s$  λαμβάνεται από τον πίνακα 4.10.

	$W_0$ $kg/m^2$
Για τμήματα κατασκευών, πλην στεγών μέχρι ύψους $h \leq 15m$ από το έδαφος	100
Για τμήματα κατασκευών σε ύψος $15h \leq 25m$ και για στέγες σε ύψος $h \leq 25m$	125
Για τμήματα κατασκευών και στεγών σε ύψος $25m \leq h$	150
Για κατασκευές με μικρή προσβαλλόμενη επιφάνεια (δικτυώματα, ικριώματα κτλ)	150

Πίνακας 4.9. : Πίεση ανέμου σε  $kg/m^2$

Για επιφάνεια κεκλιμένη κατά γωνία προς τον ορίζοντα ή κάθετη σε αυτόν, ανά  $1m^2$  κεκλιμένης επιφάνειας, η ενεργούσα πίεση του ανέμου λαμβάνεται ίση προς  **$W = W_0 \cdot \eta_{μα}$** .

Σε τόπους εξαιρετικά προσβαλλόμενους υπό του ανέμου οι παραπάνω τιμές πρέπει να αυξάνονται κατά 50 %. Για γωνίες  $\alpha \leq 25^\circ$  είναι δυνατόν να παραλείπεται κατά τον υπολογισμό της στέγης η επιρροή της οριζόντιας πίεσεως του ανέμου.

Σε ανοικτά υπόστεγα ελέγχεται ιδιαίτερος η ασφάλεια από αναρπαγή της στέγης ή της επικάλυψης αυτής, υπό φόρτιση που λαμβάνει το μόνιμο φορτίο και το κατακόρυφο φορτίο ανέμου, ίσο με  $60 kg/m^2$ .

Στα στοιχεία της στέγης πρέπει να εξετάζεται και η περίπτωση φορτίσεως με κατακόρυφο συγκεντρωμένου φορτίου  $100 kg$  στην δυσμενέστερη θέση. Κατά την εξέταση αυτήν παραλείπεται η φόρτιση από το χιόνι και τον άνεμο, εφόσον η επίσκεψη της στέγης μπορεί να γίνει με ασφάλεια χωρίς τις παραπάνω επιφορτίσεις ορισμένων στοιχείων αυτής (π.χ. σανιδώματα μικρού ανοίγματος κ.τ.λ.). Για τα στοιχεία αυτά η εξέταση αυτή επιτρέπεται να παραλειφθεί.

Σε οικοδομήματα που παρουσιάζουν επαρκή ακαμψία, από άκαμπτα τοιχώματα και δάπεδα, δεν απαιτείται έλεγχος της ευστάθειας λόγω πίεσεως του ανέμου. Για

τοιχούς μεμονωμένους, μεγάλου ύψους ή από ιδιαίτέρως ελαφρά υλικά κατασκευαζόμενους και για κατασκευές ή εγκαταστάσεις ιδιαίτέρως ελαφρές (π.χ. ξύλινα παραπήγματα, ικριώματα κ.τ.λ.), απαιτείται έλεγχος της ασφάλειας αυτών λόγω πίεσεως του ανέμου και με συντελεστή ασφαλείας 2.

$$\mu = \frac{A_i}{A_T} \dots\dots\dots (4.14)$$

Όπου:  $A_i$  το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων που υπάρχουν στην υπήνεμη πλευρά αλλά και στις παράλληλες πλευρές στη διεύθυνση του ανέμου.

$A_T$  το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων που υπάρχουν σε όλες τις πλευρές του κτιρίου.

Αξίζει να σημειώσουμε πως η εσωτερική πίεση δρα σε μια κατασκευή ταυτόχρονα με την εξωτερική και πρέπει να λαμβάνεται κι αυτή υπόψη στον υπολογισμό της τελικής πίεσης που ασκείται σε μια επιφάνεια. Η τελική πίεση επί μιας επιφάνειας είναι το διανυσματικό άθροισμα των πιέσεων που ασκούνται εξωτερικά (υπερπιέσεις) και εσωτερικά (υποπιέσεις) αυτής.

Για τον συντελεστή εσωτερικής πίεσης, το ύψος αναφοράς ( $z_i$ ) χωρίς εσωτερικά χωρίσματα και δάπεδα είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων με ομοιόμορφη κατανομή ύψους του καθοριστικού ανοίγματος.

Ένα άνοιγμα θεωρείται καθοριστικό εάν ο λόγος της επιφάνειάς του προς την επιφάνεια των υπόλοιπων ανοιγμάτων είναι μεγαλύτερος του 10. Επίσης, το ύψος αναφοράς ( $z_i$ ) για κτίρια χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά, αλλά με διαμερισματοποίηση μέσω εσωτερικών δαπέδων, είναι το μέσο ύψος της θεωρούμενης στάθμης.

Για ομοιόμορφη κατανομή των ανοιγμάτων σε ένα περίπου τετράγωνο κτίριο, θα πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή  $c_{pi} = -0,25$ . Γενικά κατά τον υπολογισμό του συντελεστή εσωτερικής πίεσης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός ανοιγμάτων.

Για κλειστά κτίρια με εσωτερικά διαχωριστικά και ανοικτά παράθυρα, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη οι ακραίες τιμές του σχήματος 4.13 (γενική περίπτωση) δηλαδή  $c_{pi} = -0,50$  ή  $c_{pi} = +0,80$ .



## 4.6 Φορτία Σεισμού

Ως σεισμός, ορίζεται μια ακολουθία δονήσεων, οι οποίες προέρχονται από ένα σημείο (περισσότερο ή λιγότερο βαθύ) του στερεού φλοιού της γης, οι οποίες οφείλονται σε φαινόμενα τεκτονικού χαρακτήρα και επιβάλλουν μετακινήσεις μεταβαλλόμενης φοράς σε μια περιοχή (περισσότερο ή λιγότερο εκτεταμένη) της επιφάνειας της γης.

Επομένως, κατά την διάρκεια ενός σεισμού, οι κατασκευές υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, οφειλόμενες στη μετακίνηση του εδάφους.

Τα δομήματα αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος, επιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, σε διάτμηση, σε θλίψη κ.λ.π.

Είναι, λοιπόν, φανερό ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενης φοράς. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται μέσα σε αυτό είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικώς επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Για τον λόγο αυτό κατατάσσονται τα φορτία του σεισμού στις έμμεσες δράσεις.

### 4.6.1 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Στην χώρα μας ο ισχύοντας κανονισμός είναι ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) με χρονολογία έκδοσης 2000 και με τέσσερις διορθώσεις - τροποποιήσεις έως σήμερα.

Σύμφωνα λοιπόν με τον κανονισμό προβλέπονται δύο μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

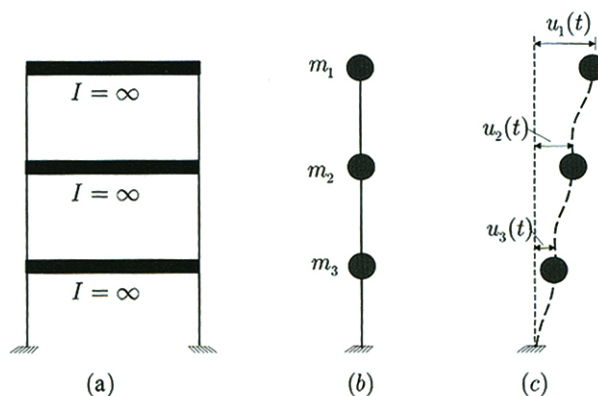
- Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.
- Η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος.

Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος είναι γενικής εφαρμογής και μεγαλύτερης ακρίβειας από την Ισοδύναμη Στατική. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή. Το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της

κατασκευής που λαμβάνουμε υπόψη μας διαφέρει κάθε φορά, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια

Στην Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από την εφαρμογή ισοδύναμων σεισμικών φορτίων, τα οποία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία, δηλαδή κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις να είναι αμελητέες. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης της κατασκευής.

Αμφότεροι οι μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Αναλυτικότερα η μάζα, ενώ είναι κατανομημένη σε όλα τα μέλη τους, συχνά εμφανίζει συγκεντρώσεις σε ορισμένα σημεία ή περιοχές, έτσι στα κτίρια π.χ. η μάζα συγκεντρώνεται στις στάθμες των ορόφων, υιοθετείται δηλαδή η παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων τους. Αυτό επιτρέπει να περιγράψουμε την κίνηση του απειροβάθμιου συστήματος με πολυβάθμιο λαμβάνοντας ως συντεταγμένες της παραμόρφωσης τις συνιστώσες μετατοπίσεως των σημείων της κατασκευής που παρουσιάζουν συγκέντρωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών τους (μαζών, ροπών αδρανείας). Στο σχήμα 4.26 παρουσιάζεται ένα τριώροφο κτίριο και πώς αυτό προσομοιώνεται με τη παραδοχή των συγκεντρωμένων μαζών.



Σχήμα 4.14 : Τριώροφο κτίριο με παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών

Στη παρούσα εργασία προτιμήθηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος κυρίως επειδή η κατασκευή μας εξετάστηκε ως χωρικό και όχι ως επίπεδο μοντέλο. Επιπλέον η Δυναμική Φασματική Μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ 2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται

οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Αντίθετα η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος κατά την εφαρμογή της οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$ . Η μέθοδος με βάση τον ΕΑΚ 2000 εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

α) Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.

β) Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

Ένα κτίριο ονομάζεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

α) Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.

β) Η αύξηση ή μείωση  $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$  της σχετικής δυσκαμψίας  $K_i$  ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0,35 K_i$  και  $0,50 K_i$ , αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών  $EI/h$  των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

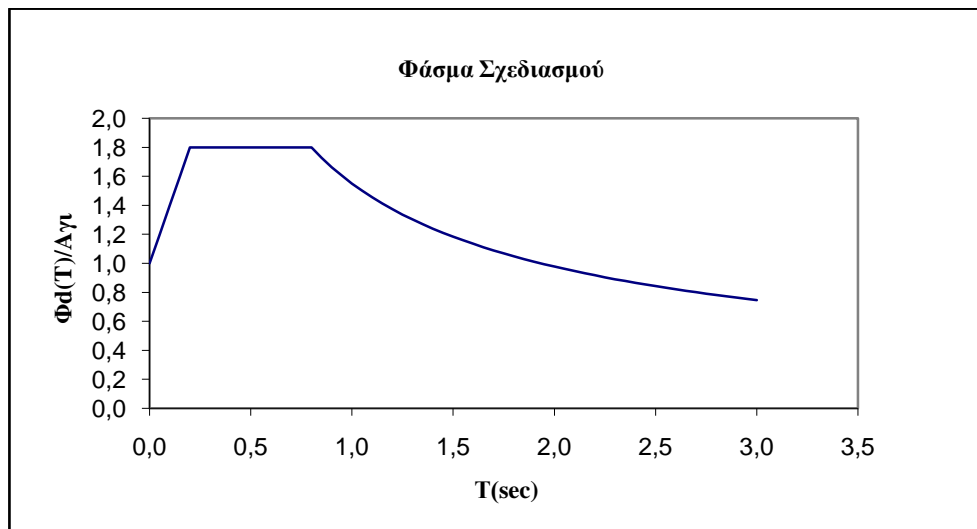
γ) Η αύξηση ή μείωση  $\Delta M_i = M_{i+1} - M_i$  της μάζας  $M_i$  ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές  $0,35 M_i$  και  $0,50 M_i$ , αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Τέλος ο βασικότερος λόγος για τον οποίο δεν χρησιμοποιήθηκε η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος είναι ότι αυτή προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Στη κατασκευή μας λόγω της παρουσίας σύνθετων υποστυλωμάτων και δικτυωμάτων δεν έχει μια θεμελιώδη ιδιομορφή η οποία να κυριαρχεί σε ένα σημαντικό ποσοστό της ταλαντούμενης.

Αντίθετα απαιτήθηκε μεγάλος αριθμός ιδιομορφών για να καλυφθεί ο αριθμός των βασικών ιδιομορφών που απαιτεί ο ΕΑΚ 2000.

#### 4.6.2 Προσδιορισμός σεισμού σχεδιασμού με βάση ΕΑΚ 2000.

Ως φάσμα σχεδιασμού ορίζεται το φάσμα αποκρίσεως, το οποίο αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού. Το φάσμα σχεδιασμού περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις:



Περιοχή περιόδων	Εξίσωση
$0 \leq T \leq 0.15 \text{ sec}$	$\Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left( \frac{\theta}{q} \cdot \beta_o - 1 \right) \right]$
$0.15 \text{ sec} \leq T \leq 0.60 \text{ sec}$	$\Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_o$
$0.60 \text{ sec} < T$	$\Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta}{q} \cdot \beta_o \cdot (T_2/T)^{2/3}$

Οι **παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ** καθορίστηκαν μέσω του υποπρογράμματος του SOFISTIK, DYNA ως ακολούθως:

$A = a_g$  μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$\alpha = 0,16$	συντελεστής επιτάχυνσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II
$g = 9,81$	επιτάχυνση της βαρύτητας
$\gamma = 1,00$	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου για κατηγορία σπουδαιότητας Σ 2
$q = 1,50$	συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
$\theta = 1$	συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
B	κατηγορία εδάφους
$T1 = 0,15 \text{ sec}$	χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος για κατηγορία εδάφους B
$T2 = 0,60 \text{ sec}$	
$\beta_0 = 2,5$	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08 \quad \text{διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 4\%}$$

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών επιλέχθηκαν με βάση τους πίνακες του ΕΑΚ2000 που ακολουθούν. Για την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς δεν χρησιμοποιήθηκαν οι μέγιστοι προβλεπόμενοι από τον κανονισμό συντελεστές ( $q=3$  για χιαστί συνδέσμους,  $q=4$  για πλαίσια) που εφαρμόζονται για θεώρηση πλαστικής συμπεριφοράς. Επίσης αποφεύχθηκε η θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ( $q=1$ ) όπου αναμένονταν μεγάλα μεγέθη σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, §4.1.4[5], σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και οι έλεγχοι του ικανοτικού σχεδιασμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1,5 ή  $q/2$ . Για τους παραπάνω λόγους επιλέξαμε  $q=1.5$ .

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
<b><math>\alpha</math></b>	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 4.10 : Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους



Κατηγορία σπουδαιότητας		Υ <sub>1</sub>
<b>Σ1</b>	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα (υπόστεγα, στάβλοι, κ.λ.π.).	0,85
<b>Σ2</b>	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία, κ.λ.π.	1,00
<b>Σ3</b>	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά τη διάρκεια του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής αξίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, κ.λ.π.).	1,15
<b>Σ4</b>	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία, κ.λ.π.).	1,30

Πίνακας 4.11 : Συντελεστές Σπουδαιότητας

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
<b>T<sub>1</sub></b>	0.10	<b>0.15</b>	0.20	0.20
<b>T<sub>2</sub></b>	0.40	<b>0.60</b>	0.80	1.20

Πίνακας 4.12 : Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων T<sub>1</sub> και T<sub>2</sub>

Κατηγορία	Περιγραφή
<b>A</b>	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση. Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργυλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους έως 70m.
<b>B</b>	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανικής άποψης μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m.
<b>Γ</b>	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m.
<b>Δ</b>	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ( $\ell_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.

Πίνακας 4.13 : Κατηγορίες Εδάφους

Είδος κατασκευής		ζ %
<b>Μεταλλική</b>	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
<b>Σκυρόδεμα</b>	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
<b>Τοιχοποιία</b>	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
<b>Ξύλινη</b>	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Πίνακας 4.14 : Τιμές Ποσοστού Απόσβεσης ζ

## 4.7 Συνδυασμοί φορτίσεων

Οι συνδυασμοί των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται η κατασκευή μας εκτελέσθηκε, από το SOFISTIK, μέσω της υπορουτίνας MAXIMA. Μέσω της υπορουτίνας αυτής κατασκευάστηκε επίσης η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Στις παρακάτω παραγράφους περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων και τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Η ανάλυση γίνεται σύμφωνα με τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1 (EC1).

### 4.7.1 Οριακές Καταστάσεις

Η κατασκευή σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιεί τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις :

- α. Να παραμένει κατάλληλη για τη χρήση για την οποία προορίζεται
- β. Να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης του
  - α. Να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστεί δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (προφυλακτικά μέτρα, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος).

Ο έλεγχος της κατασκευής έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (για κτιριακά έργα 50 χρόνια). Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως εξής :

- Καταστάσεις διάρκειας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.

- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες (π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών).
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες (π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση).
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε α) οριακές καταστάσεις αστοχίας και β) οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης στην παρούσα εργασία). Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις). Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες (G), ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές (Q,S,W), επιβεβλημένα(κινητά) φορτία , φορτία χιονιού και ανέμου αντίστοιχα
- Σεισμικές (E), οι οποίες μελετήθηκαν και ως στατικές και ως δυναμικές δράσεις.

Οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των παραπάνω δράσεων προσδιορίστηκαν ανάλογα με το είδος τη μορφή και τη θέση της κατασκευής.

#### **4.7.2 Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας**

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού). Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_p A_{Pk} + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{1i} Q_{ki}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

+	σημαίνει « επαλληλία με »
$G_{kj}$	η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
$P_k$	η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k1}$	η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
$A_d$	η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$A_{Ed}$	η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$	οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
$\gamma_p, \gamma_{pA}$	οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Qi}$	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\gamma_I$	ο συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{oi}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

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

### 1. Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές

Για μόνιμες δράσεις ,  $\gamma_{Gsup} = 1,35$  (δυσμενής επιρροή)

$\gamma_{Ginf} = 1,00$  (ευμενής επιρροή)

Για μεταβλητές δράσεις  $\gamma_Q = 1,50$

### 2. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικά

$$\gamma_A = 1,00$$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$  αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

Ενώ οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Παρακάτω επισυνάπτονται οι προτεινόμενες από τον EC1 τιμές των επιμέρους συντελεστών συνδυασμού  $\psi_i$  , τις οποίες και χρησιμοποιήσαμε:

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων $\psi$ κατά τον EC1			
Δράση	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Μεταβλητά φορτία σε κτίρια</b> <sup>(1)</sup>			
<b>Κατηγορία A: κατοικίες</b>	[0,7]	[0,5]	[0,3]
<b>Κατηγορία B: γραφεία</b>	[0,7]	[0,5]	[0,3]
<b>Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι κ.λ.π)</b>	[0,7]	[0,7]	[0,6]
<b>Κατηγορία D: καταστήματα</b>	[0,7]	[0,7]	[0,6]
<b>Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι</b>	[1,0]	[0,9]	[0,8]
<b>Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια</b>			
<b>Κατηγορία F: βάρος οχημάτων <math>\leq 30\text{kN}</math></b>	[0,7]	[0,7]	[0,6]
<b>Κατηγορία G: <math>30\text{kN} \leq</math> βάρος οχημάτων <math>\leq 160\text{kN}</math></b>	[0,7]	[0,5]	[0,3]
<b>Κατηγορία H: στέγες</b>	[0]	[0]	[0]
<b>Φορτία χιονιού σε κτίρια</b>	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,2] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
<b>Φορτία ανέμου σε κτίρια</b>	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,5] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
<b>Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς)</b> <sup>(3)</sup>	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,5] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
<b>(1)</b>	Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1		
<b>(2)</b>	Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές		
<b>(3)</b>	Βλ. EC1:Μέρος 2-5		

Πίνακας 4.15

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 στο σεισμικό συνδυασμό δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων). Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα.

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής:

### **1) ΟΚΑ – Δυσμενής συνδυασμός**

Κινητά βασικός:	$1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_x \pm 0,90W_y + 0,90S$
Άνεμος κατά x βασικός:	$1,35G \pm 1,50W_x + 0,90Q \pm 0,90W_y + 0,90S$
Άνεμος κατά y βασικός:	$1,35G \pm 1,50W_y + 0,90Q \pm 0,90W_x + 0,90S$

### **2) ΟΚΑ – Ευμενής συνδυασμός ( κατασκευή υπό ανέγερση)**

Η επίλυση έγινε μόνο με μόνιμα φορτία,  $1,00G$

### **3) Σεισμικοί συνδυασμοί**

Σεισμός κατά x βασικός:	$1,00G + 0,50 Q \pm E_x \pm 0,30E_y \pm 0,30E_z$
Σεισμός κατά y βασικός:	$1,00G + 0,50 Q \pm E_y \pm 0,30 E_x \pm 0,30E_z$
Σεισμός κατά z βασικός:	$1,00G + 0,50 Q \pm 0,70 E_z \pm 0,30E_y \pm 0,30E_x$

## **4.7.3 Περιβάλλουσα Εντατικών Μεγεθών**

Όπως προαναφέρθηκε για την εισαγωγή των παραπάνω συνδυασμών φορτίσεων στο SOFISTIK, χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα MAXIMA. Μέσω αυτού βρέθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των συνδυασμών αυτών αλλά και των συνδυασμών που προέκυψαν από την επαλληλία τους (περιβάλλουσα στατικών και σεισμικών φορτίσεων). Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω στατικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 11 έως 22 και των συνδέσμων στα Load Cases από 23 έως 24. Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω σεισμικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 31 έως 42 και των συνδέσμων στα Load Cases από 43 έως 44. Τέλος, τα

---

Κωνσταντίνος Θαλασσινός



αποτελέσματα της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων για τα μέλη βρίσκονται στα Load Cases από 51 έως 62 και για τους συνδέσμους στα Load Cases από 63 έως 64.

#### 4.7.4 Υποπρόγραμμα DBview

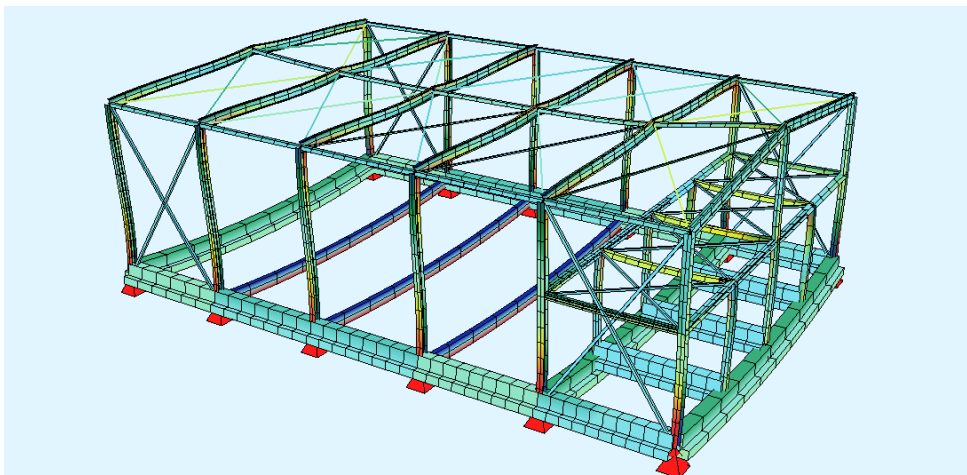
Οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων φαίνονται αναλυτικότερα στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. Τα ανωτέρω αποτελέσματα συγκεντρώθηκαν μέσω του υποπρογράμματος DBview και είναι ουσιαστικά τα στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στους ελέγχους του επόμενου κεφαλαίου.

#### 4.7.5 Υποπρόγραμμα AQB

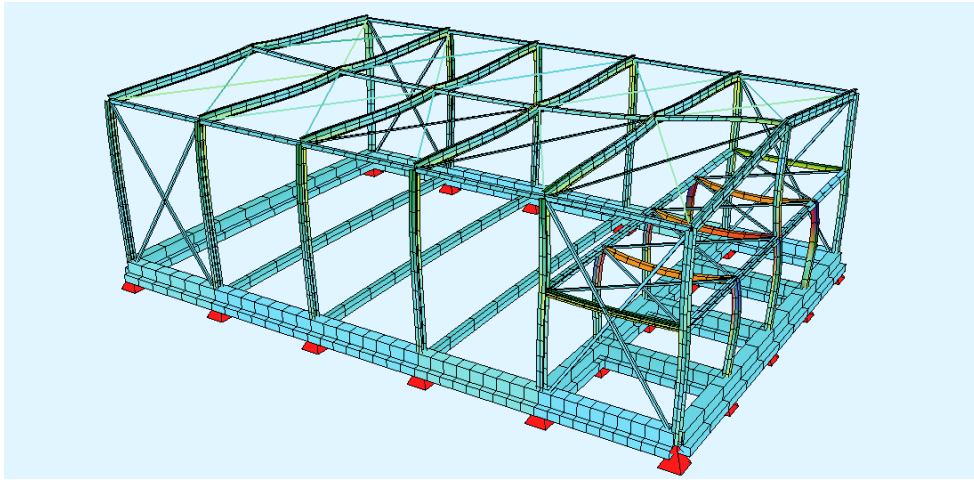
Μέσω του υποπρογράμματος AQB έγινε ο υπολογισμός των διατομών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β φαίνονται αναλυτικά όλες οι δοκοί των οποίων το δομικό υλικό είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ παρατίθενται και οι απαιτήσεις οπλισμού αυτών.

#### 4.7.6 Υποπρόγραμμα Animator

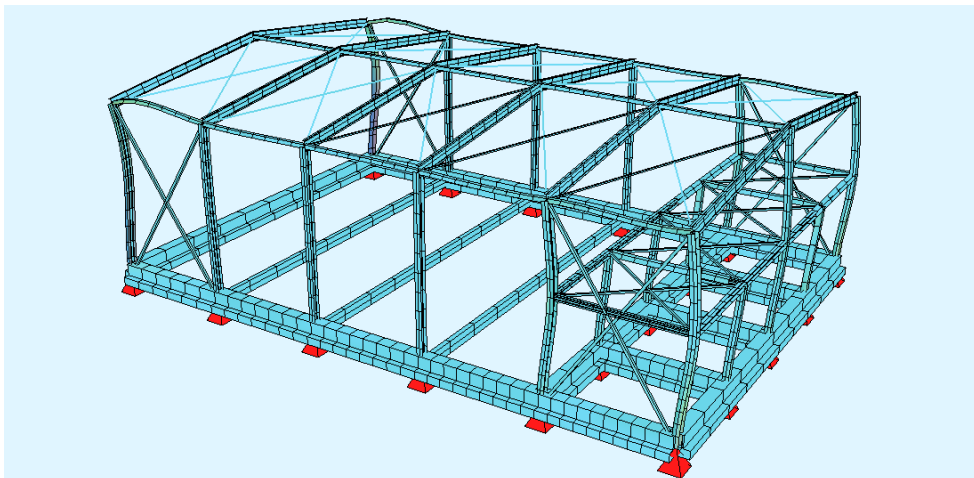
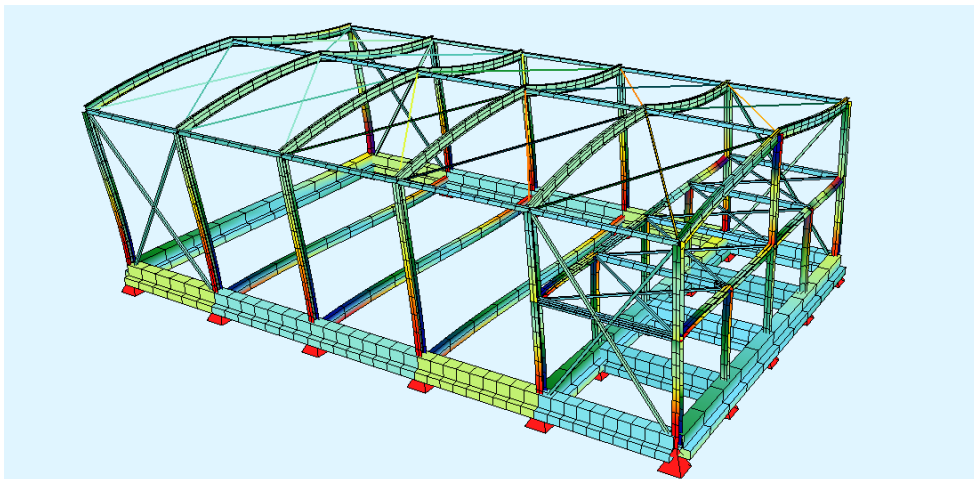
Τέλος μέσω του υποπρογράμματος Animator παρατίθενται οι απεικονίσεις των καταπονήσεων του φορέα από τις παραπάνω φορτίσεις:



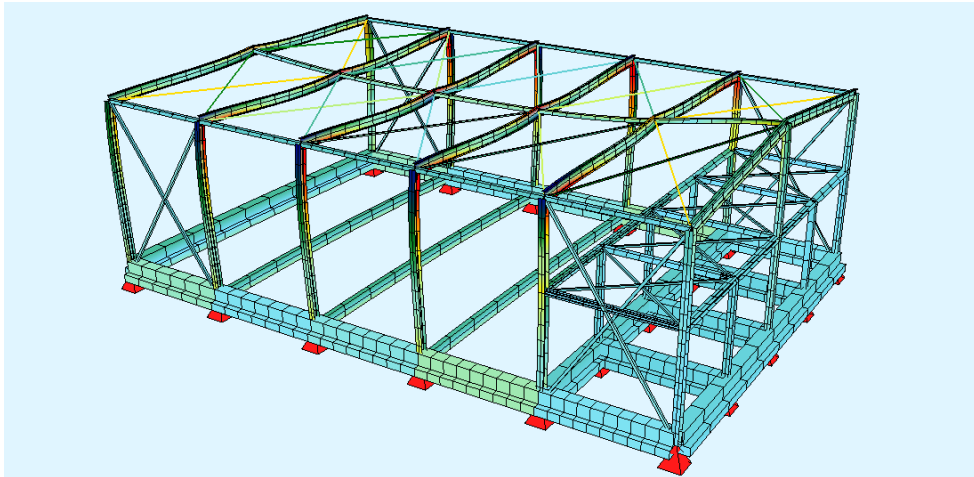
Σχήμα 4.15 : Καταπόνηση από τα μόνιμα φορτία



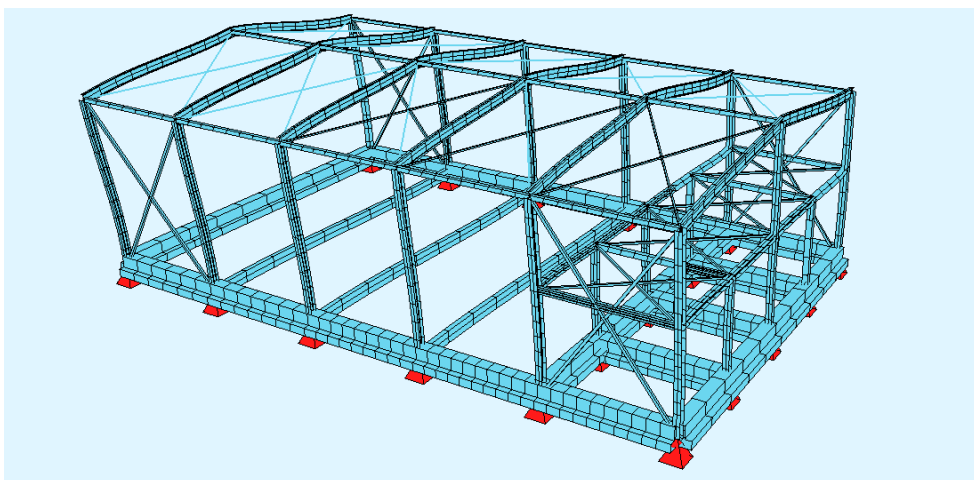
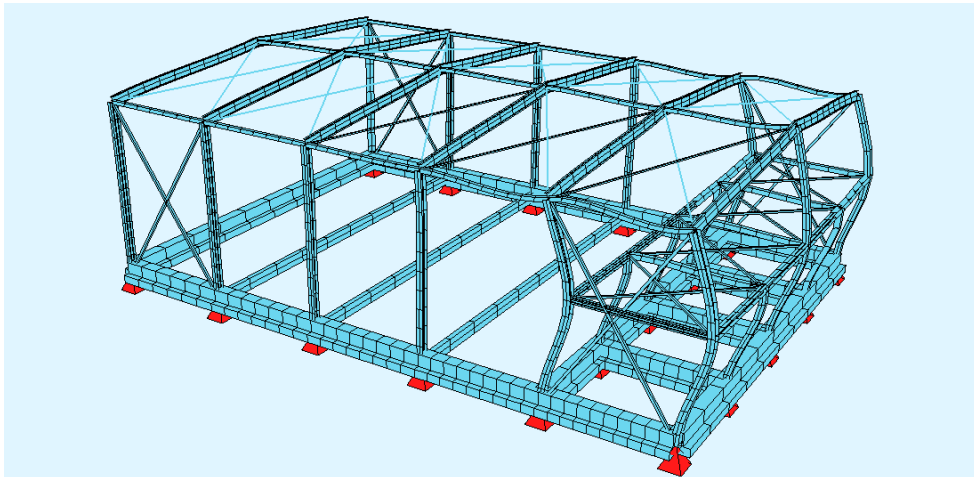
Σχήμα 4.16 : Καταπόνηση από τα κινητά φορτία



Σχήμα 4.17 : Καταπόνηση από τα φορτία ανέμου



Σχήμα 4.18 : Καταπόνηση από τα φορτίο χιονιού



Σχήμα 4.19 : Καταπόνηση από τα φορτία σεισμού

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5<sup>ο</sup>**

### **5.1 Γενικά**

Όπως αναφέρθηκε αναλυτικά στο προηγούμενο κεφάλαιο η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα SOFISTIK2003. Το πρόγραμμα SOFISTIK2003 έχει τη δυνατότητα της 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. Στην ενότητα αυτή παρατίθενται οι έλεγχοι που εφαρμόστηκαν στα μέλη του φορέα με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Οι έλεγχοι των διατομών κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (Κύριες Δοκοί, Δευτερεύουσες Δοκοί, Υποστυλώματα)

#### **5.1.1 Κύριες και Δευτερεύουσες Δοκοί**

Μέσω του υποπρογράμματος DBview, έγινε ομαδοποίηση των Κύριων και Δευτερευουσών δοκών. Στην συνέχεια και όπως φαίνεται αναλυτικότερα στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α συγκεντρώθηκαν οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την επαλληλία των στατικών και σεισμικών φορτίων (Loadcases: 51-62). Στη συνέχεια οι Κύριες και οι Δευτερεύουσες Δοκοί ελέγχθηκαν για αντοχή σε:

- α. Τέμνουσα
- β. Διαξονική κάμψη και θλίψη
- γ. Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.

#### **5.1.2 Υποστυλώματα**

Μέσω του υποπρογράμματος DBview και όπως φαίνεται αναλυτικότερα στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α συγκεντρώθηκαν οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την επαλληλία των στατικών και σεισμικών φορτίων (Loadcases: 51-62). Στη συνέχεια τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν για αντοχή σε:

- α. Τέμνουσα
- β. Διαξονική κάμψη και θλίψη
- γ. Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.

### 5.1.3 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Ακαμψίας

Μέσω του υποπρογράμματος DBview, έγινε ομαδοποίηση όλων των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων οπότε και προέκυψαν οι μέγιστη (εφελκυσμός) και η ελάχιστη (θλίψη) αξονική δύναμη που καταπονεί τους συνδέσμους (Loadcases: 63-64).

## 5.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360

Πίνακας 5.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f<sub>y</sub> και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f<sub>u</sub> για εν θερμώ ελατούς χάλυβες.

### 5.2.1 Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

$$\text{μέτρο ελαστικότητας} \quad E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{μέτρο διάτμησης} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή} \quad \nu = 0,3$$

$$\text{συντελεστής (N/mm}^2\text{)} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

### 5.2.2 Κατάταξη των διατομών

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. Αναλυτικότερα διακρίνονται σε:

- 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.

Για την κατάταξη των διατομών της κατασκευής σε κατηγορίες χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού.

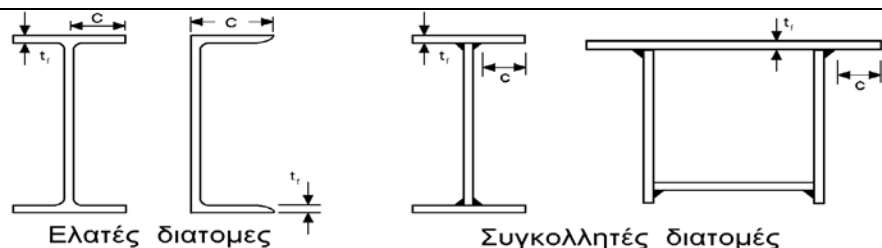
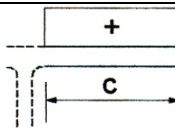
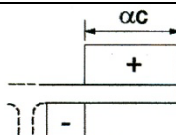
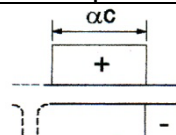
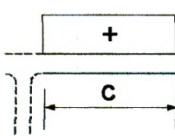
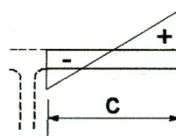
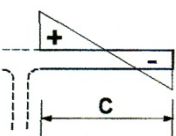
Κατηγορία	Κορμός καμπτόμενος	Κορμός θλιβόμενος	Κορμός υπό θλίψη και κάμψη	
Κατανομή τάσεων (+θλίψη)				
1	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0.5$ : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \leq 0.5$ : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$	
2	$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0.5$ : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{456\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \leq 0.5$ : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$	
Κατανομή τάσεων				
3	$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1.0$ : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{42\varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ όταν $\psi \leq -1.0$ : $\frac{d}{t_w} \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$	
		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

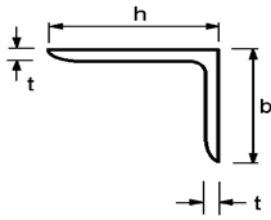
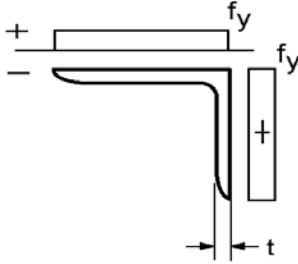
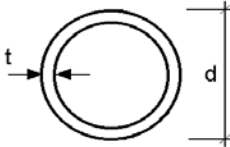
Πίνακας 5.2: Κορμοί δοκών (εσωτερικά μέλη διατομών κάθετα ως προς τον άξονα κάμψης)

Κατηγορία	Τύπος διατομής	Καμπτόμενη διατομή	Θλιβόμενη διατομή	
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
<b>1</b>	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 33\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 33\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	
<b>2</b>	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 38\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 38\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
<b>3</b>	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	
		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Πίνακας 5.3: Εσωτερικά τμήματα πελμάτων (παράλληλα ως προ τον άξονα κάμψης)



				
Κατηγορία	Τύπος διατομής	Θλιβόμενο μέλος	Μέλος υπό κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη	
			Θλιβόμενο άκρο	Εφελκυσμένο άκρο
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
1	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
3	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 15\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ $\frac{c}{t_f} \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για τον υπολογισμό του $k_\sigma$ βλέπε πίνακες (10.14) και (10.15)	
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 14\varepsilon$		
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

<p>Γωνιακά Βλέπε και φύλλο 3 Έξωτερικά πέλματα'</p>	 <p>(Δεν εφαρμόζεται σε περιπτώσεις γωνιακών σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία της κατασκευής)</p>			
<p>Κατηγορία</p>	<p>Θλιβόμενη διατομή</p>			
<p>Κατανομή τάσεων στη διατομή (θετική η θλίψη)</p>				
<p><b>3</b></p>	<p><math>\frac{h}{t} \leq 15 \epsilon</math> και <math>\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon</math></p>			
<p>Κοίλες κυκλικές διατομές</p>				
<p>Κατηγορία</p>	<p>Διατομή καμπτόμενη και/ή θλιβόμενη</p>			
<p><b>1</b></p>	<p><math>\frac{d}{t} \leq 50\epsilon^2</math></p>			
<p><b>2</b></p>	<p><math>\frac{d}{t} \leq 70\epsilon^2</math></p>			
<p><b>3</b></p>	<p><math>\frac{d}{t} \leq 90\epsilon^2</math></p>			
<p><math>\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}</math></p>	<p>Fe 360</p>	<p>Fe 430</p>	<p>Fe 510</p>	
	<p><math>f_y \rightarrow \text{N/mm}^2</math></p>	<p>235</p>	<p>275</p>	<p>355</p>
	<p><math>\epsilon</math></p>	<p>1</p>	<p>0,92</p>	<p>0,81</p>
<p><math>\epsilon^2</math></p>	<p>1</p>	<p>0,85</p>	<p>0,66</p>	

Πίνακας 5.4: Τμήματα πελμάτων με ελεύθερο άκρο

Κωνσταντίνος Θαλασσινός

### 5.2.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Αντοχή διατομών, όποια και αν είναι η κατηγορία :  $\gamma_{MO} = 1,10$

#### 5.2.3.1 Αντοχή διατομών σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{sd}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### 5.2.3.2 Αντοχή διατομών σε λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

όπου  $N_{sd}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{pl,Rd}$  είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{pl,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

όπου  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

#### 5.2.3.3 Αντοχή διατομών σε τέμνουσα

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

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

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  $A_v = 1,04h_w t_w$

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

β) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα  $A_v = 2bt_f$

γ) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους  $2A/\pi$

όπου  $A$  είναι η επιφάνεια της διατομής

#### 5.2.3.4 Έλεγχος διατομών σε κάμψη και αξονική δύναμη

$$\left( \frac{M_{Ed,y}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{Ed,z}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta} \leq 1$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$$

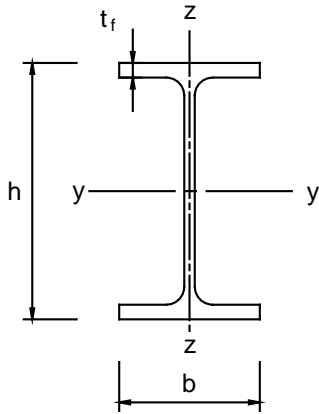
$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} f_y / \gamma_{M0}$$

### 5.2.3.5 Έλεγχος διατομών σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

όπου  $N_{Sd}$ ,  $M_{y,Sd}$  και  $M_{z,Sd}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ρομών ως προς τους  $y-y$  και  $z-z$  άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	$y - y$ $z - z$	
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	
	Ψυχρή έλαση		Κάθε	$c$

Πίνακας 5.5: Επιλογή καμπύλης καμπτικού λυγισμού

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

Πίνακας 5.6: Συντελεστής ατελειών

### 5.2.4.6 Έλεγχος διατομών σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

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

όπου  $k_w$  συντελεστής που αφορά τη στρέβλωση του άκρου, λαμβάνεται ίσος με 1,00

$k$  συντελεστής που αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, λαμβάνεται ίσος με :

- 0,5 για πλήρη πάκτωση
- 1,0 για απλές στηρίξεις

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

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

$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους γ-γ και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$  οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4,

$\chi_y$  and  $\chi_z$  οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού



$\chi_{LT}$  ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού. Για μέλη στα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός δεν αποτελεί δυνατή μορφή αστοχίας λαμβάνεται  $\chi_{LT}=1,00$

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

$\gamma_{M1}$  1,00

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

Πίνακας 5.7: Επιλογή καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή $k$	Συντελεστές		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0	1.132	0.459	<b>0.525</b>
		0.5	0.972	0.304	<b>0.980</b>
		1.0	1.285	1.562	<b>0.753</b>
		0.5	0.712	0.652	<b>1.070</b>
		1.0	1.365	0.553	<b>1.730</b>
		0.5	1.070	0.432	<b>3.050</b>
		1.0	1.565	1.267	<b>2.640</b>
		0.5	0.938	0.715	<b>4.800</b>
		1.0	1.046	0.430	<b>1.120</b>
		0.5	1.010	0.410	<b>1.890</b>

Πίνακας 5.8: Συντελεστές  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$  σε περίπτωση φόρτισης μόνο με εγκάρσια φορτία (και για  $k_w = 1.0$ ).

Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_i$  για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις


Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I διατομές RHS	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη  $M_{y,Ed}$  ο συντελεστής  $k_{zy}$  μπορεί να είναι  $k_{zy} = 0$ .

Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_i$  για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από προηγούμενο Πίνακα	$k_{yy}$ από προηγούμενο Πίνακα
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από προηγούμενο Πίνακα	$k_{yz}$ από προηγούμενο Πίνακα
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}} \right]$  για $\bar{\lambda}_z < 0,4$ : $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / Y_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ από προηγούμενο Πίνακα	$k_{zz}$ από προηγούμενο Πίνακα

Συντελεστής  $C_{my}$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	$C_{my}, C_{mz}$ και $C_{mLT}$	
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται  $C_{my} = 0,9$  ή  $C_{mz} = 0,9$  αντίστοιχα.

Πίνακας 5.9: Συντελεστές αλληλεπίδρασης



### **5.3 Έλεγχοι στοιχείων φορέα με χρήση Excel**

Πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι οι αριθμητικές πράξεις, που αφορούν τους ελέγχους των μελών έγιναν σε φύλλο εργασίας του EXCEL. Τα δεδομένα στο φύλλο εργασίας του EXCEL δόθηκαν με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής, τα εντατικά μεγέθη του υπό έλεγχο στοιχείου, το είδος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα. Μέσω των φύλλων εργασίας του EXCEL δόθηκε η δυνατότητα δοκιμών ώστε να επιλεγθεί η κατάλληλη διατομή που να πληρεί τις απαιτήσεις ελέγχων. Ακολουθεί αναλυτικά η παρουσίαση των ελέγχων.

### 5.3.1.1 Υποστυλώματα HEB 360 Ράβδοι : 101 - 116

$h =$	36 cm	$I_y =$	43190 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	10140 cm <sup>4</sup>
$b =$	30 cm	$W_{el,y} =$	2400 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	676,1 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	1,25 cm	$W_{pl,y} =$	2683 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	1032 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	2,25 cm	$i_y =$	15,46 cm	$i_z =$	7,49 cm
$A =$	180,6 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	60,6 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	292,5 cm <sup>4</sup>
$d =$	26,1 cm	$r =$	2,7 cm	$I_w =$	2883000 cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

				$\varepsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	20,88	$< 72 \varepsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,19	$< 9 \varepsilon =$	9	→ κατηγ. 1

#### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 110 - max $M_y$

$N_{Ed} =$	119,5 kN	$M_{y,Ed} =$	51563 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	165,51 kN	$M_{z,Ed} =$	93 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

#### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 822,20 \text{ kN} > V_{Ed} = 165,51 \text{ kN}$$

#### Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 165,51 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 411,102 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

#### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4244,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 119,5 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 1061,03 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 119,5 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 462,66 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 119,5 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 925,31 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 51563 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 63051 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0282$$

### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,14 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\beta} = 0,669 \leq 1 \quad \text{ok}$$

$\frac{0,669}{0,669} \quad \frac{0,0000}{0,0000}$

#### Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ

$$k_c = \frac{I_{y(HEB280)}}{L_c} = 47,9889 \text{ cm}^3$$

$$L_c = 900 \text{ cm}$$

$$L_{12} = 2000 \text{ cm}$$

$$I_{y(IPE360)} = 16270 \text{ cm}^4$$

$$k_{12} = \frac{1,5I_{y(IPE360)}}{L_{12}} = 12,20 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{12}} = 0,80$$

$$n_2 = 1,00$$

οπότε συντελεστής ισοδύναμου μήκους:

$$\beta = 2,8 \rightarrow L_y = \beta L_c = 2520 \text{ cm}$$

#### Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z

το υποστύλωμα είναι εξασφαλισμένο στα άκρα του  $\rightarrow$

$$L_z = 900 \text{ cm}$$

#### Καμπύλες λυγισμού

$$\left. \begin{aligned} h/b &= 1,2 \leq 1,2 \\ t_f &= 2,25 \leq 10 \text{ cm} \end{aligned} \right|$$

περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b]

$$\rightarrow \alpha_y = 0,34$$

περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]

$$\rightarrow \alpha_z = 0,49$$

$$\lambda_1 = 93,865$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 163,00$$

$$\lambda_z = 120,16$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 1,7365$$

$$\lambda_z = 1,2801$$

$$\Phi_y = 2,2690$$

$$\Phi_z = 1,5840$$

$$x_y = 0,2681 \leq 1,0$$

$$x_z = 0,3973 \leq 1,0$$

### Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$L_{LT} = 900 \text{ cm}$$

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

$$k_w = 1, \text{ όπως προτείνεται από EC3}$$

$$\nu = 0,3$$

$$k = 1, \text{ θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού}$$

$$G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 1,285$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 115176 \text{ kN cm}$$

$$M_{pl,y} = 63050,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Ed} = 51563 \text{ kN cm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,7399 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} = 0,4477$$

**> 0,2** **> 0,04**

(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)

$$h/b = 1,2 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη [a]} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,8304 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 52219,39 \text{ kN cm}$$

$$\chi_{LT} = 0,8282 \leq 1,0$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0,9874 \leq 1,0 \quad \text{ok}$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$C_{my} = 0,9 \quad \psi M_h = -44053 \quad M_y$$

$$C_{mz} = 0,4 \quad \psi = -0,85435$$

$$0,6 + 0,4\psi = 0,2583 \geq 0,40$$

$$\lambda_y - 0,2 = 1,54 \geq 0,80$$

$$2\lambda_y - 0,6 = 2,87 \geq 1,40$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0,90509 \quad k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,54305$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0,40267 \quad k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,2416$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,9996 \leq 1$$

0,1050 0,8937 0,0009 **ok**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,6086 \leq 1$$

0,0709 0,5362 0,0015 **ok**

### 5.3.1.2 Υποστυλώματα HEB 360 Ράβδοι : 101 - 116

$h =$	36 cm	$I_y =$	43190 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	10140 cm <sup>4</sup>
$b =$	30 cm	$W_{el,y} =$	2400 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	676,1 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	1,25 cm	$W_{pl,y} =$	2683 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	1032 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	2,25 cm	$i_y =$	15,46 cm	$i_z =$	7,49 cm
$A =$	180,6 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	60,6 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	292,5 cm <sup>4</sup>
$d =$	26,1 cm	$r =$	2,7 cm	$I_w =$	2883000 cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

				$\varepsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	20,88	$< 72 \varepsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,19	$< 9 \varepsilon =$	9	→ κατηγ. 1

#### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 105 - max N

$N_{Ed} =$	<b>304,4 kN</b>	$M_{y,Ed} =$	<b>9727 kN cm</b>	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	<b>12,26 kN</b>	$M_{z,Ed} =$	<b>3756 kN cm</b>	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

#### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 822,20 \text{ kN} > V_{Ed} = 12,26 \text{ kN}$$

#### Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 12,26 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 411,102 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

#### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4244,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 304,4 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 1061,03 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 304,4 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 462,66 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 304,4 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 925,31 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 9727 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 63051 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0717$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,36 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\beta} = 0,048 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,024                      0,0240

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ  $L_c = 500 \text{ cm}$   
 $n_1 = 1,00$   
 $n_2 = 1,00$   
 οπότε συντελεστής ισοδύναμου μήκους:  $\beta = 1 \rightarrow$   
 $L_y = \beta L_c = 500 \text{ cm}$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z  
 το υποστώμα είναι εξασφαλισμένο στα άκρα του  $\rightarrow$   $L_z = 900 \text{ cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 1,2 \leq 1,2$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b]	$\rightarrow a_y = 0,34$
$t_f = 2,25 \leq 10 \text{ cm}$		περί z-z καμπ. λυγισμού :[c] $\rightarrow a_z = 0,49$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 32,34$	$\lambda_z = 120,16$	$\lambda_1 = 93,865$
$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,3446$	$\lambda_z = 1,2801$	
$\Phi_y = 0,5839$	$\Phi_z = 1,5840$	
$\chi_y = 0,9475 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,3973 \leq 1,0$	

**Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

$L_{LT} = 900 \text{ cm}$	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$
$k_w = 1$ , όπως προτείνεται από EC3	$\nu = 0,3$
$k = 1$ , θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού	$G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$
$C_1 = 1,285$	
$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$	$= 115176 \text{ kN cm}$
	$M_{pl,y} = 63050,5 \text{ kNcm}$
	$M_{y,Ed} = 9727 \text{ kN cm}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,7399 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} = 0,0845$$

$$\lambda_{LT} > 0,2 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} > 0,04$$

(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)

$$h/b = 1,2 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη [a]} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,8304 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 52219,39 \text{ kN cm}$$

$$\chi_{LT} = 0,8282 \leq 1,0$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0,1863 \leq 1,0 \quad \text{ok}$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$\psi M_h = -3434 \quad M_y$$

$$\psi = -0,35304$$

$$0,6 + 0,4\psi = 0,4588 \geq 0,40$$

$$C_{my} = 0,9 \quad \lambda_y - 0,2 = 0,14 \geq 0,80$$

$$C_{mz} = 0,46 \quad 2\lambda_y - 0,6 = 0,09 \geq 1,40$$

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,90367 \quad k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,5422$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\lambda_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,46783 \quad k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,2807$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,2875 \leq 1$$

$$\text{ok}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,3540 \leq 1$$

$$\text{ok}$$

**5.3.2.1 Υποστυλ/τα ημιώροφου HEB 280 Ράβδοι : 117 - 123**

$h =$	28 cm	$I_y =$	19270 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	6595 cm <sup>4</sup>
$b =$	28 cm	$W_{el,y} =$	1376 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	471 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	1,05 cm	$W_{pl,y} =$	1534 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	717,6 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,8 cm	$i_y =$	12,11 cm	$i_z =$	7,09 cm
$A =$	131,4 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	41,09 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	143,7 cm <sup>4</sup>
$d =$	19,6 cm	$r =$	2,4 cm	$I_w =$	1130000 cm <sup>6</sup>

**Κατάταξη διατομής**

κορμός	$d/t_w =$	18,67 < 72	$\varepsilon =$	72	$\rightarrow$	κατηγ. 1
πέλιμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	6,15 < 9	$\varepsilon =$	9	$\rightarrow$	κατηγ. 1
					$\varepsilon =$	1

**Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 123 - max M**

$N_{Ed} =$	84,9 kN	$M_{y,Ed} =$	16458 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	49,1 kN	$M_{z,Ed} =$	2579 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

**Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση**

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 557,50 \text{ kN} > V_{Ed} = 49,1 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 49,1 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 278,749 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3087,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 84,9 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 771,975 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 84,9 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 301,04 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 84,9 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 602,07 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$\rightarrow$  **απαιτείται** να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 16458 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 36049 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$



$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0275$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,14 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\beta} = 0,232 \leq 1 \quad \text{ok}$$

$\frac{f_y}{\gamma_M} = 0,208$        $\frac{f_y}{\gamma_M} = 0,0234$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ

$$k_c = \frac{I_{y(HEB 280)}}{L_c} = 37,0577 \text{ cm}^3$$

$$L_c = 520 \text{ cm}$$

$$L_{11} = L_{12} = 2000 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_{21} = L_{22} = 500 \text{ cm}$$

$$I_{y(IPE 360)} = 16270 \text{ cm}^5$$

$$k_{11} = k_{12} = \frac{1,5I_{y(IPE360)}}{L_{12}} = 12,20 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{12} + k_{11}} = 0,6029$$

$$k_{21} = k_{22} = \frac{1,5I_{y(IPE360)}}{L_{22}} = 48,81 \text{ cm}^3$$

$$n_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{22} + k_{21}} = 0,4680$$

$$k_2 = \frac{1,5I_{y(IPE360)}}{L_1} = 48,81 \text{ cm}^3$$

οπότε συντελεστής ισοδύναμου μήκους:

$$\beta = 1,55 \rightarrow L_y = \beta L_c = 806 \text{ cm}$$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z

το υποστυλώμα είναι εξασφαλισμένο στα άκρα του →

$$L_z = 520 \text{ cm}$$

Καμπύλες λυγισμού

$$\left. \begin{aligned} h/b &= 1 \leq 1,2 \\ t_f &= 1,8 \leq 10 \text{ cm} \end{aligned} \right|$$

περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b]  
περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]

$$\rightarrow a_y = 0,34$$

$$\rightarrow a_z = 0,49$$

$$\lambda_1 = 93,865$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 66,56$$

$$\lambda_z = 73,34$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,7091$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,7814$$

$$\Phi_y = 0,8379$$

$$\Phi_z = 0,9477$$

$$\chi_y = 0,7786 \leq 1,0$$

$$\chi_z = 0,6739 \leq 1,0$$

**Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

$$L_{LT} = 520 \text{ cm}$$

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

$$\nu = 0,3$$

$k_w = 1$  , όπως προτείνεται από EC3  $G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$   
 $k = 1$  , θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού  
 $C_1 = 1,285$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 129974 \text{ kN cm}$$

$M_{pl,y} = 36049 \text{ kNcm}$   
 $M_{y,Ed} = 16458 \text{ kN cm}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,5266 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} = 0,1266$$

**> 0,2** **> 0,04**

*(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)*

$h/b = 1 < 2 \rightarrow$  καμπύλη [a]  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$\Phi_{LT} = 0,6730$   $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 33013,39 \text{ kN cm}$   
 $\chi_{LT} = 0,9158 \leq 1,0$

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0,4985 \leq 1,0$  **ok**

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

$\psi M_h = -9075$   $M_y$   
 $\psi = -0,28419$   
 $0,6 + 0,4\psi = 0,4863 \geq 0,40$   
 $C_{my} = 0,9$   $\lambda_y - 0,2 = 0,51 \geq 0,80$   
 $C_{mz} = 0,49$   $2\lambda_y - 0,6 = 0,82 \geq 1,40$

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,90218 \quad k_{zy} = 0,6 \quad k_{yy} = 0,54131$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,4924 \quad k_{yz} = 0,6 \quad k_{zz} = 0,29544$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,5303 \leq 1$$

$0,0353$ 
 $0,4498$ 
 $0,0452$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,3860 \leq 1$$

$0,0408$ 
 $0,2699$ 
 $0,0753$

**5.3.2.2 Υποστύλ/τα ημιώροφου ΗΕΒ 280 Ράβδοι : 117 - 123**

h =	28 cm	I <sub>y</sub> =	19270 cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> =	6595 cm <sup>4</sup>
b =	28 cm	W <sub>el,y</sub> =	1376 cm <sup>3</sup>	W <sub>el,z</sub> =	471 cm <sup>3</sup>
t <sub>w</sub> =	1,05 cm	W <sub>pl,y</sub> =	1534 cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> =	717,6 cm <sup>3</sup>
t <sub>f</sub> =	1,8 cm	i <sub>y</sub> =	12,11 cm	i <sub>z</sub> =	7,09 cm
A =	131,4 cm <sup>2</sup>	A <sub>vz</sub> =	41,09 cm <sup>2</sup>	I <sub>t</sub> =	143,7 cm <sup>4</sup>
d =	19,6 cm	r =	2,4 cm	I <sub>w</sub> =	1130000 cm <sup>6</sup>

**Κατάταξη διατομής**

				ε =	1
κορμός	d/t <sub>w</sub> =	18,67 < 72	ε =	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	[(b-t <sub>w</sub> )/2-r]/t <sub>f</sub> =	6,15 < 9	ε =	9	→ κατηγ. 1

**Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 119 - max N**

N <sub>Ed</sub> =	<b>390,4 kN</b>	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>0 kN cm</b>	γ <sub>M0</sub> =	1,00
V <sub>Ed</sub> =	<b>0 kN</b>	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>10605 kN cm</b>	f <sub>y</sub> =	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

**Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση**

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 557,50 \text{ kN} > V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

**Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης**

V<sub>Ed</sub> = 0 kN < 0,5 V<sub>pl,z,Rd</sub> = 278,749 kN → δεν απαιτείται απομείωση

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3087,9 \text{ kN}$$

N<sub>Ed</sub> = 390,4 kN ≤ 0,25 N<sub>pl,Rd</sub> = 771,975 kN ✓

N<sub>Ed</sub> = 390,4 kN ≤  $\frac{0.5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 301,04 \text{ kN}$  !!

N<sub>Ed</sub> = 390,4 kN ≤  $\frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 602,07 \text{ kN}$  ✓

→ **απαιτείται** να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην M<sub>pl,y,Rd</sub>

M<sub>y,Ed</sub> = 0 kN cm ≤ M<sub>pl,y,Rd</sub> =  $W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 36049 \text{ kN cm}$  ok

$$a = \frac{A - 2t_f b}{A} = 0,233 \quad \text{και} \quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,1264$$

$$\rightarrow \text{οπότε} \quad M_{N,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} \frac{(1-n)}{(1-0,5\alpha)} = 35641 \text{ kN cm}$$

### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,63 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^a + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^b = 0,395 \leq 1 \quad \text{ok}$$

$0,000$ 
 $0,3955$

#### Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ

$$k_c = \frac{I_{y(HEB280)}}{L_c} = 38,54 \text{ cm}^3$$

$L_c = 500 \text{ cm}$   
 $L_{11} = L_{12} = 500 \text{ cm}$   
 $L_1 = 520 \text{ cm}$   
 $I_{y(IPE360)} = 16270 \text{ cm}^4$

$$k_{11} = k_{12} = \frac{1,5 I_{y(IPE360)}}{L_{12}} = 48,81 \text{ cm}^3$$

$$k_1 = \frac{1,5 I_{y(IPE360)}}{L_1} = 46,93 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{12} + k_{11}} = 0,47$$

$$n_2 = 1,00$$

οπότε συντελεστής ισοδύναμου μήκους:

$$\beta = 1,55 \quad \rightarrow$$

$$L_y = \beta L_c = 775 \text{ cm}$$

#### Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z

το υποστυλωμα είναι εξασφαλισμένο στα άκρα του  $\rightarrow$

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

#### Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 1 \leq 1,2$	περι γ-γ καμπ. λυγισμού :[b] περι z-z καμπ. λυγισμού :[c]	$\rightarrow a_y = 0,34$
$t_f = 1,8 \leq 10 \text{ cm}$		$\rightarrow a_z = 0,49$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 64,00$	$\lambda_z = 70,52$	$\lambda_1 = 93,865$
$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,6818$	$\bar{\lambda}_z = 0,7513$	
$\Phi_y = 0,8143$	$\Phi_z = 0,9173$	
$\chi_y = 0,7939 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,6927 \leq 1,0$	

### Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$L_{LT} = 500 \text{ cm}$	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$	
	$\nu = 0,3$	

$k_w = 1$  , όπως προτείνεται από EC3  $G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$   
 $k = 1$  , θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού  
 $C_1 = 1,285$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 137509 \text{ kN cm}$$

$M_{pl,y} = 36049 \text{ kNcm}$   
 $M_{y,Ed} = 0 \text{ kN cm}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,5120 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} = 0,0000$$

**> 0,2** **> 0,04**

*(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)*

$h/b = 1 < 2 \rightarrow$  καμπύλη [a]  $\rightarrow a_{LT} = 0,21$

$\Phi_{LT} = 0,6638$   $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 33183,17 \text{ kN cm}$   
 $\chi_{LT} = 0,9205 \leq 1,0$

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0,0000 \leq 1,0 \text{ ok}$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = -6095$	$M_z$
	$\psi = -0,57473$	
	$0,6 + 0,4\psi = 0,3701$	$\geq 0,40$
$C_{my} = 0,4$	$\lambda_y - 0,2 = 0,48$	$\geq 0,80$
$C_{mz} = 0,9$	$2\lambda_y - 0,6 = 0,76$	$\geq 1,40$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0,40437 \quad k_{zy} = 0,6 \quad k_{yy} = 0,24262$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0,9197 \quad k_{yz} = 0,6 \quad k_{zz} = 0,55182$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,5063 \leq 1 \text{ ok}$$

0,1593
0,0000
0,3470

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,7609 \leq 1 \text{ ok}$$

0,1825
0,0000
0,5784

### 5.3.3.1 Κύρια δοκός IPE 500 Ράβδοι : 201 - 212

$h =$	50 cm	$I_y =$	48200 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	2142 cm <sup>4</sup>
$b =$	20 cm	$W_{el,y} =$	1928 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	214,2 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	1,02 cm	$W_{pl,y} =$	2194 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	335,9 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,6 cm	$i_y =$	20,43 cm	$i_z =$	4,31 cm
$A =$	115,5 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	59,87 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	89,29 cm <sup>4</sup>
$d =$	42,6 cm	$r =$	2,1 cm	$I_w =$	1249000 cm <sup>6</sup>

### Κατάταξη διατομής

				$\epsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	41,76	$< 72 \epsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	4,62	$< 9 \epsilon =$	9	→ κατηγ. 1

### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 209 - max $M_y$

$N_{Ed} =$	86,1 kN	$M_{y,Ed} =$	46656 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	136,36 kN	$M_{z,Ed} =$	38 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 812,30 \text{ kN} > V_{Ed} = 136,36 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 136,36 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 406,15 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2714,25 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 86,1 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 678,563 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 86,1 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 560,90 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 86,1 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 1121,80 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 46656 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 51559 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0317$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,16 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\beta} = 0,819 \leq 1 \quad \text{ok}$$

$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$   
 $\nu = 0,3$   
 $G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ

θεωρώ συντελεστή ισοδύναμου μήκους:  $\beta = 1,2 \rightarrow$

$L_y = 1208,64 \text{ cm}$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z

το ζύγωμα είναι εξασφαλισμένο λόγω τεγίδων και συνδέσμων δυσκαμψίας  $\rightarrow$  λαμβάνω  $1/3 L \rightarrow$

$L_z = 335,7333 \text{ cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 2,5 \leq 1,2$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b]	$\rightarrow a_y = 0,34$
$t_f = 1,6 \leq 10 \text{ cm}$		περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 59,16$	$\lambda_z = 77,90$	$\lambda_1 = 93,865$
$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,6303$	$\bar{\lambda}_z = 0,8299$	
$\Phi_y = 0,7718$	$\Phi_z = 0,9987$	
$\chi_y = 0,8216 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,6434 \leq 1,0$	

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_n = 0$	$M_y$
	$\psi = 0$	
	$0,6 + 0,4\psi = 0,6$	$\geq 0,40$
$C_{my} = 0,9$	$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,43$	$\geq 0,80$
$C_{mz} = 0,6$	$2\bar{\lambda}_y - 0,6 = 0,66$	$\geq 1,40$

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,90146 \quad k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,54088$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,60218 \quad k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,36131$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,8561 \leq 1$$

0,0386                      0,8157                      0,0017                      ok

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,5416 \leq 1$$

0,0493                      0,4894                      0,0029                      ok



### 5.3.3.2 Κύρια δοκός IPE 500 Ράβδοι : 201 - 212

$h =$	50 cm	$I_y =$	48200 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	2142 cm <sup>4</sup>
$b =$	20 cm	$W_{el,y} =$	1928 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	214,2 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	1,02 cm	$W_{pl,y} =$	2194 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	335,9 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,6 cm	$i_y =$	20,43 cm	$i_z =$	4,31 cm
$A =$	115,5 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	59,87 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	89,29 cm <sup>4</sup>
$d =$	42,6 cm	$r =$	2,1 cm	$I_w =$	1249000 cm <sup>6</sup>

### Κατάταξη διατομής

				$\varepsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	41,76	$< 72 \varepsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	4,62	$< 9 \varepsilon =$	9	→ κατηγ. 1

### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 205 - max N

$N_{Ed} =$	175 kN	$M_{y,Ed} =$	42330 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	151,41 kN	$M_{z,Ed} =$	175 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 812,30 \text{ kN} > V_{Ed} = 151,41 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 151,41 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 406,15 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2714,25 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 175 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 678,563 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 175 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 560,90 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 175 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 1121,80 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 42330 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 51559 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0645$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,32 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\beta = 0,675 \leq 1 \quad \text{ok}$$

E =	21000	kN/cm <sup>2</sup>
v =	0,3	
G =	8076,923	kN/cm <sup>2</sup>

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ  
 θεωρώ συντελεστή ισοδύναμου μήκους:  $\beta = 1,2 \rightarrow$   
 $L = 1007,2 \text{ cm}$   
 $L_y = 1208,64 \text{ cm}$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z  
 το ζύγωμα είναι εξασφαλισμένο λόγω τεγίδων και  
 συνδέσμων δυσκαμψίας  $\rightarrow$  λαμβάνω  $1/3 L \rightarrow$   
 $L_z = 335,7333 \text{ cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 2,5 \leq 1,2$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b]	$\rightarrow a_y = 0,34$
$t_f = 1,6 \leq 10 \text{ cm}$		περί z-z καμπ. λυγισμού :[c] $\rightarrow a_z = 0,49$
		$\lambda_1 = 93,865$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 59,16$	$\lambda_z = 77,90$	
$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,6303$	$\lambda_z = 0,8299$	
$\phi_y = 0,7718$	$\phi_z = 0,9987$	
$\chi_y = 0,8216 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,6434 \leq 1,0$	

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = -20149$	$M_y$
	$\psi = -0,476$	
	$0,6 + 0,4\psi = 0,4096$	$\geq 0,40$
$C_{my} = 0,9$	$\lambda_y - 0,2 = 0,43$	$\geq 0,80$
$C_{mz} = 0,41$	$2\lambda_y - 0,6 = 0,66$	$\geq 1,40$

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,90297 \quad k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,54178$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\lambda_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,41303 \quad k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,24782$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,8253 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,0785                      0,7413                      0,0055

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,5542 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,1002                      0,4448                      0,0092

### 5.3.4.1 Δευτερεύουσα δοκός

HEB 180

Ράβδοι : 213 - 227

$h =$	18 cm	$I_y =$	3831 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	1363 cm <sup>4</sup>
$b =$	18 cm	$W_{el,y} =$	425,7 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	151,4 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	0,85 cm	$W_{pl,y} =$	481,4 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	231 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,4 cm	$i_y =$	7,66 cm	$i_z =$	4,57 cm
$A =$	65,25 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	20,24 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	42,16 cm <sup>4</sup>
$d =$	12,2 cm	$r =$	1,5 cm	$I_w =$	93750 cm <sup>6</sup>

### Κατάταξη διατομής

κορμός	$d/t_w =$	14,35	$< 72 \varepsilon =$	72	$\rightarrow$	κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,05	$< 9 \varepsilon =$	9	$\rightarrow$	κατηγ. 1

$$\varepsilon = 1$$

### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 222 - max $M_y$

$N_{Ed} =$	79,4 kN	$M_{y,Ed} =$	5132 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	14,1 kN	$M_{z,Ed} =$	0 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 274,61 \text{ kN} > V_{Ed} = 14,1 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 14,1 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 137,305 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1533,38 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 79,4 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 383,344 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 79,4 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 151,81 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 79,4 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 303,62 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$\rightarrow$  απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 5132 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 11313 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0518$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,26 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\beta = 0,206 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,206                      0,0000

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ  $L_y = 600 \text{ cm}$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z  $L_z = 600 \text{ cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 1 \leq 1,2$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b]	$\rightarrow a_y = 0,34$
$t_f = 1,4 \leq 10 \text{ cm}$	περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]	$\rightarrow a_z = 0,49$
		$\lambda_1 = 93,865$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 78,33$	$\lambda_z = 131,29$	
$\underline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,8345$	$\underline{\lambda}_z = 1,3987$	
$\Phi_y = 0,9560$	$\Phi_z = 1,7719$	
$\chi_y = 0,7029 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,3497 \leq 1,0$	

**Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

$L_{LT} = 600 \text{ cm}$	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$
$k_w = 1$ , όπως προτείνεται από EC3	$\nu = 0,3$
$k = 1$ , θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού	$G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$
$C_1 = 1,285$	

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 22596 \text{ kN cm}$$

$M_{pl,y} = 11312,9 \text{ kNcm}$   
 $M_{y,Ed} = 5132 \text{ kN cm}$

$$\underline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,7076 > 0,2 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} = 0,2271 > 0,04$$

*(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)*

$h/b = 1 < 2 \rightarrow$  καμπύλη [a]  $\rightarrow a_{LT} = 0,21$

$$\Phi_{LT} = 0,8036 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 9549,85 \text{ kN cm}$$

$$\chi_{LT} = 0,8442 \leq 1,0$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = \mathbf{0,5374} \leq 1,0 \quad \mathbf{ok}$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = -2080$	$M_y$
	$\psi = -0,4053$	
$C_{my} = 0,9$	$0,6 + 0,4\psi = \mathbf{0,4379}$	$\geq 0,40$
$C_{mz} = 0,44$	$\lambda_y - 0,2 = 0,63$	$\geq 0,80$
	$2\lambda_y - 0,6 = 1,07$	$\geq 1,40$

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right) = 0,90719 \quad k_{zy} = 0,6 \quad k_{yy} = 0,54431$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right) = 0,4524 \quad k_{yz} = 0,6 \quad k_{zz} = 0,27142$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = \mathbf{0,5612} \leq 1 \quad \mathbf{ok}$$

0,0737
0,4875
0,0000

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = \mathbf{0,4406} \leq 1 \quad \mathbf{ok}$$

0,1481
0,2925
0,0000

### 5.3.4.2 Δευτερεύουσα δοκός HEB 180 Ράβδοι : 213 - 227

$h =$	18 cm	$I_y =$	3831 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	1363 cm <sup>4</sup>
$b =$	18 cm	$W_{el,y} =$	425,7 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	151,4 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	0,85 cm	$W_{pl,y} =$	481,4 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	231 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,4 cm	$i_y =$	7,66 cm	$i_z =$	4,57 cm
$A =$	65,25 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	20,24 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	42,16 cm <sup>4</sup>
$d =$	12,2 cm	$r =$	1,5 cm	$I_w =$	93750 cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

				$\varepsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	14,35	$< 72 \varepsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,05	$< 9 \varepsilon =$	9	→ κατηγ. 1

#### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 220 - max N

$N_{Ed} =$	168,7 kN	$M_{y,Ed} =$	254 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	1,53 kN	$M_{z,Ed} =$	0 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

#### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 274,61 \text{ kN} > V_{Ed} = 1,53 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 1,53 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 137,305 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

#### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1533,38 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 168,7 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 383,344 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 168,7 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 151,81 \text{ kN} \quad \text{!!}$$

$$N_{Ed} = 168,7 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 303,62 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ **απαιτείται** να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 254 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 11313 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$a = \frac{A - 2t_f b}{A} = 0,228 \quad \text{και} \quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,1100$$

$$\rightarrow \text{ΟΠΟΤΕ} \quad M_{N,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y (1-n)}{\gamma_{M0} (1-0,5\alpha)} = 11361,1 \text{ kN cm}$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,55 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\beta} = 0,0005 \leq 1 \quad \text{ok}$$

$$\frac{0,00050}{0,0000}$$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ L<sub>y</sub> = 600 cm

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z L<sub>z</sub> = 600 cm

Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 1 \leq 1,2$ $t_f = 1,4 \leq 10 \text{ cm}$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b] περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]	$\rightarrow \alpha_y = 0,34$ $\rightarrow \alpha_z = 0,49$ $\lambda_1 = 93,865$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 78,33$	$\lambda_z = 131,29$	
$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,8345$	$\lambda_z = 1,3987$	
$\phi_y = 0,9560$	$\phi_z = 1,7719$	
$\chi_y = 0,7029 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,3497 \leq 1,0$	

**Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

	E = 21000 kN/cm <sup>2</sup>
L <sub>LT</sub> = 600 cm	v = 0,3
k <sub>w</sub> = 1, όπως προτείνεται από EC3	G = 8076,92 kN/cm <sup>2</sup>
k = 1, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού	
C <sub>1</sub> = 1,285	

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 22596 \text{ kN cm}$$

M<sub>pl,y</sub> = 11312,9 kNcm  
M<sub>y,Ed</sub> = 254 kN cm

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,7076 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} = 0,0112$$

**> 0,2** **> 0,04**

*(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)*



$$h/b = 1 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη [a]} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0,8036 & M_{b,Rd} &= \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 9549,85 \text{ kN cm} \\ \chi_{LT} &= 0,8442 \leq 1,0 \end{aligned}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0,0266 \leq 1,0 \quad \text{ok}$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = -73$	$M_y$
	$\psi = -0,2874$	
$C_{my} = 0,9$	$0,6 + 0,4\psi = 0,485$	$\geq 0,40$
$C_{mz} = 0,49$	$2_{\lambda_y} - 0,2 = 0,63$	$\geq 0,80$
	$2_{\lambda_y} - 0,6 = 1,07$	$\geq 1,40$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0,91527 \quad k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,54916$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}\right) = 0,51925 \quad k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,31155$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,1809 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,1565                      0,0243                      0,0000

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,3292 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,3146                      0,0146                      0,0000

### 5.3.5.1 Κύρια δοκός ημιώροφου HEB 240 Ράβδοι : 124 - 128

$h =$	24 cm	$I_y =$	11260 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	3923 cm <sup>4</sup>
$b =$	24 cm	$W_{el,y} =$	938,3 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	326,9 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	1 cm	$W_{pl,y} =$	1053 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	498,4 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,7 cm	$i_y =$	10,31 cm	$i_z =$	6,08 cm
$A =$	106 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	33,23 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	102,7 cm <sup>4</sup>
$d =$	16,4 cm	$r =$	2,1 cm	$I_w =$	486900 cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

				$\varepsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	16,40	$< 72 \varepsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,53	$< 9 \varepsilon =$	9	→ κατηγ. 1

#### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 126 - max $M_y$

$N_{Ed} =$	20,7 kN	$M_{y,Ed} =$	18231 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	235,87 kN	$M_{z,Ed} =$	0 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

#### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 450,86 \text{ kN} > V_{Ed} = 235,87 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 235,87 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 225,428 \text{ kN} \rightarrow \text{απαιτείται απομείωση}$$

#### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2491 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 20,7 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 622,75 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 20,7 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 242,05 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 20,7 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 484,10 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 18231 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 24746 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0083$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,04 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\beta = 0,543 \leq 1 \quad \text{ok}$$

$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$   
 $\nu = 0,3$   
 $G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ

$L_y = 600 \text{ cm}$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z

$L_z = 600 \text{ cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 1 \leq 1,2$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b] περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]	$\rightarrow a_y = 0,34$
$t_f = 1,7 \leq 10 \text{ cm}$		$\rightarrow a_z = 0,49$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 58,20$	$\lambda_z = 98,68$	$\lambda_1 = 93,865$
$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,6200$	$\bar{\lambda}_z = 1,0513$	
$\Phi_y = 0,7636$	$\Phi_z = 1,2612$	
$\chi_y = 0,8269 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,5107 \leq 1,0$	

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = 0$		$M_y$
	$\psi = 0$		
	$0,6 + 0,4\psi = 0,6$	$\geq$	0,40
$C_{my} = 0,9$	$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,42$	$\geq$	0,80
$C_{mz} = 0,6$	$2\bar{\lambda}_y - 0,6 = 0,64$	$\geq$	1,40

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,90073 \quad k_{zy} = 0,6 \quad k_{yy} = 0,54044$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,6014 \quad k_{yz} = 0,6 \quad k_{zz} = 0,36083$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,6737 \leq 1$$

0,0100                      0,6636                      0,0000

**ok**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,4144 \leq 1$$

0,0163                      0,3982                      0,0000

**ok**

### 5.3.5.2 Κύρια δοκός ημιώροφου HEB 240 Ράβδοι : 124 - 128

$h =$	24 cm	$I_y =$	11260 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	3923 cm <sup>4</sup>
$b =$	24 cm	$W_{el,y} =$	938,3 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	326,9 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	1 cm	$W_{pl,y} =$	1053 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	498,4 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,7 cm	$i_y =$	10,31 cm	$i_z =$	6,08 cm
$A =$	106 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	33,23 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	102,7 cm <sup>4</sup>
$d =$	16,4 cm	$r =$	2,1 cm	$I_w =$	486900 cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

				$\epsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	16,40	$< 72 \epsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,53	$< 9 \epsilon =$	9	→ κατηγ. 1

#### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 127 - max N

$N_{Ed} =$	40,9 kN	$M_{y,Ed} =$	14108 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	227,44 kN	$M_{z,Ed} =$	13 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

#### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 450,86 \text{ kN} > V_{Ed} = 227,44 \text{ kN}$$

#### Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 227,44 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 225,428 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

#### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2491 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 40,9 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 622,75 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 40,9 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 242,05 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 40,9 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 484,10 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 14108 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 24746 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0164$$

**Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη**

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,08 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^{\beta} = 0,325 \leq 1 \quad \text{ok}$$

$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$   
 $\nu = 0,3$   
 $G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$   
Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ  $L_y = 600 \text{ cm}$   
Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z  $L_z = 600 \text{ cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 1 \leq 1,2$ $t_f = 1,7 \leq 10 \text{ cm}$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b] περί z-z καμπ. λυγισμού :[c]	$\rightarrow a_y = 0,34$ $\rightarrow a_z = 0,49$ $\lambda_1 = 93,865$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 58,20$ $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,6200$	$\lambda_z = 98,68$ $\bar{\lambda}_z = 1,0513$	
$\Phi_y = 0,7636$ $\chi_y = 0,8269 \leq 1,0$	$\Phi_z = 1,2612$ $\chi_z = 0,5107 \leq 1,0$	

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = 11962$ $\psi = 0,84789$ $0,6 + 0,4\psi = 0,9392$ $\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,42$ $2\bar{\lambda}_y - 0,6 = 0,64$	$M_y$ $\geq 0,40$ $\geq 0,80$ $\geq 1,40$
$C_{my} = 0,9$ $C_{mz} = 0,94$		

$$k_{yy} = C_{my} (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,90144 \quad k_{zy} = 0,6 \quad k_{yy} = 0,54086$$

$$k_{zz} = C_{mz} (1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}}) = 0,94426 \quad k_{yz} = 0,6 \quad k_{zz} = 0,56656$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,5344 \leq 1$$

0,0199                      0,5139                      0,0006

**ok**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,3416 \leq 1$$

0,0321                      0,3084                      0,0010

**ok**

### 5.3.6.1 Δευτ δοκός ημιώροφου HEB 220 Ράβδοι : 129 - 136

$h =$	22 cm	$I_y =$	8091 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	2843 cm <sup>4</sup>
$b =$	22 cm	$W_{el,y} =$	735,5 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	258,5 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	0,95 cm	$W_{pl,y} =$	827 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	393,9 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,6 cm	$i_y =$	9,43 cm	$i_z =$	5,59 cm
$A =$	91,04 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	27,92 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	76,59 cm <sup>4</sup>
$d =$	15,2 cm	$r =$	1,8 cm	$I_w =$	295400 cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

				$\varepsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	16,00	$< 72 \varepsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,45	$< 9 \varepsilon =$	9	→ κατηγ. 1

#### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 132 - max $M_y$

$N_{Ed} =$	76,5 kN	$M_{y,Ed} =$	12026 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	39,51 kN	$M_{z,Ed} =$	3 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

#### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 378,81 \text{ kN} > V_{Ed} = 39,51 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 39,51 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 189,406 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

#### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2139,44 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 76,5 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 534,86 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 76,5 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 209,855 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 76,5 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 419,71 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 12026 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 19435 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$



$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0358$$

### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n = 0,18 < 1,0 \rightarrow \beta = 1$$

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right)^\beta = 0,383 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,383                      0,0000

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού γ-γ  $L_y = 500 \text{ cm}$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού z-z  $L_z = 500 \text{ cm}$

#### Καμπύλες λυγισμού

$h/b = 1 \leq 1,2$	περί γ-γ καμπ. λυγισμού :[b]	$\rightarrow a_y = 0,34$
$t_f = 1,6 \leq 10 \text{ cm}$		περί z-z καμπ. λυγισμού :[c] $\rightarrow a_z = 0,49$
		$\lambda_1 = 93,865$
$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = 53,02$	$\lambda_z = 89,45$	
$\underline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,5649$	$\underline{\lambda}_z = 0,9529$	
$\Phi_y = 0,7216$	$\Phi_z = 1,1385$	
$\chi_y = 0,8543 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,5677 \leq 1,0$	

### Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$L_{LT} = 500 \text{ cm}$	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$
$k_w = 1$ , όπως προτείνεται από EC3	$\nu = 0,3$
$k = 1$ , θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού	$G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$
$C_1 = 1,285$	

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 57933,9 \text{ kN cm}$$

$$M_{pl,y} = 19434,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Ed} = 12026 \text{ kN cm}$$

$$\underline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,5792 > 0,2 \quad \text{ή} \quad M_{y,Ed}/M_{cr} = 0,2076 > 0,04$$

(θα μπορούσαν να αγνοηθούν οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)

$$h/b = 1 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη [a]} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0,7075 & M_{b,Rd} &= \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 17446,58 \text{ kN cm} \\ \chi_{LT} &= 0,8977 \leq 1,0 \end{aligned}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0,6893 \leq 1,0 \quad \text{ok}$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = -6524$	$M_y$
	$\psi = -0,54249$	
$C_{my} = 0,9$	$0,6 + 0,4\psi = 0,383$	$\geq 0,40$
$C_{mz} = 0,4$	$2_{\lambda_y} - 0,2 = 0,36$	$\geq 0,80$
	$2_{\lambda_y} - 0,6 = 0,53$	$\geq 1,40$

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right) = 0,90332 \quad k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,54199$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right) = 0,40388 \quad k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,24233$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,6646 \leq 1$$

$\frac{0,0419}{0,6227} + \frac{0,0001}{0,0001}$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,4367 \leq 1$$

$\frac{0,0630}{0,3736} + \frac{0,0001}{0,0001}$

### 5.3.6.2 Δευτ δοκός ημιώροφου HEB 220 Ράβδοι : 129 - 136

$h =$	22 cm	$I_y =$	8091 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	2843 cm <sup>4</sup>
$b =$	22 cm	$W_{el,y} =$	735,5 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	258,5 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	0,95 cm	$W_{pl,y} =$	827 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	393,9 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	1,6 cm	$i_y =$	9,43 cm	$i_z =$	5,59 cm
$A =$	91,04 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	27,92 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	76,59 cm <sup>4</sup>
$d =$	15,2 cm	$r =$	1,8 cm	$I_w =$	295400 cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

				$\epsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	16,00	$< 72 \epsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	5,45	$< 9 \epsilon =$	9	→ κατηγ. 1

#### Εντατικά μεγέθη στη ράβδο 132 - max N

$N_{Ed} =$	143,6 kN	$M_{y,Ed} =$	8664 kN cm	$\gamma_{M0} =$	1,00
$V_{Ed} =$	28,14 kN	$M_{z,Ed} =$	8 kN cm	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>

#### Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 378,81 \text{ kN} > V_{Ed} = 28,14 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{Ed} = 28,14 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,Rd} = 189,406 \text{ kN} \rightarrow \text{δεν απαιτείται απομείωση}$$

#### Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2139,44 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 143,6 \text{ kN} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 534,86 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 143,6 \text{ kN} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 209,855 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$N_{Ed} = 143,6 \text{ kN} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 419,71 \text{ kN} \quad \checkmark$$

→ δεν απαιτείται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής στην  $M_{pl,y,Rd}$

$$M_{y,Ed} = 8664 \text{ kN cm} \leq M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 19434,5 \text{ kN cm} \quad \text{ok}$$



$$h/b = 1 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη [a]} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,7075 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M} = 17446,58 \text{ kN cm}$$

$$\chi_{LT} = 0,8977 \leq 1,0$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0,4966 \leq 1,0 \quad \text{ok}$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

	$\psi M_h = -4512$		$M_y$
	$\psi = -0,52078$		
	$0,6 + 0,4\psi = 0,3917$	$\geq$	0,40
$C_{my} = 0,9$	$1_{\lambda_y} - 0,2 = 0,36$	$\geq$	0,80
$C_{mz} = 0,4$	$2_{\lambda_y} - 0,6 = 0,53$	$\geq$	1,40

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right) = 0,90623 \quad k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,54374$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} \right) = 0,4073 \quad k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,24437$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,52881 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,0786
0,4500
0,0002

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_M}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}} = 0,3886 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,1182
0,2700
0,0004

---

**5.3.7 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι SH 120 120 6,3 Ράβδοι : 1001 - 1008**


---

$t =$	0,63 cm	$I_y =$	610 cm <sup>4</sup>	$h =$	12 cm
$A =$	28,5 cm <sup>2</sup>	$i_y =$	$\sqrt{I_y/A} =$ 4,62639 cm	$L =$	1081,67 cm

---

**Κατάταξη διατομής**


---

				$\varepsilon =$	1
<u>κορμός</u>	$d/t_w = (h-3t)/t_w =$	16,05 < 33	$\varepsilon =$	33	→ κατηγ. 1
<u>πέλμα</u>	$(b-3t_f)/t_f =$	16,05 < 42	$\varepsilon =$	42	→ κατηγ. 1

---

**Έλεγχος σε λυγισμό**


---

$N_{Ed} =$	-83,2 kN	$V_M =$	1,1
		$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>
		$E =$	21000 kN/cm <sup>2</sup>

για κοίλες εν θερμώ διατομές → καμπ. λυγισμού : [a] →  $\alpha_y =$  0,21

$$\lambda_y = \frac{1,00 L_y}{i_y} = 233,80$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y^{i_y}}{\lambda_1} = 2,49$$

$$\Phi_y = 3,8427$$

$$\chi_y = 0,1477 \leq 1,0$$

$$\lambda_1 = 93,865$$

$$N_{pl,Rd} = \chi_y \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} = 89,9517 \text{ kN} > N_{sd} = 83,2 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

---

**Έλεγχος σε εφελκυσμό**


---

$$N_{Ed} = 59,9 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\mu}} = 608,86 \text{ kN} > N_{Ed} = 59,9 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

**5.3.8 Τεγίδα**

**IPE 160**

**Ράβδοι : 201 - 212**

$h =$	16 cm	$I_y =$	869,3 cm <sup>4</sup>	$I_z =$	68,31 cm <sup>4</sup>
$b =$	8,2 cm	$W_{el,y} =$	108,7 cm <sup>3</sup>	$W_{el,z} =$	16,66 cm <sup>3</sup>
$t_w =$	0,5 cm	$W_{pl,y} =$	123,9 cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z} =$	26,1 cm <sup>3</sup>
$t_f =$	0,74 cm	$i_y =$	6,58 cm	$i_z =$	1,84 cm
$A =$	20,09 cm <sup>2</sup>	$A_{vz} =$	9,66 cm <sup>2</sup>	$I_t =$	3,6 cm <sup>4</sup>
$d =$	12,72 cm	$r =$	0,9 cm	$I_w =$	3960 cm <sup>6</sup>

**Κατάταξη διατομής**

				$\epsilon =$	1
κορμός	$d/t_w =$	25,44	$< 72 \epsilon =$	72	→ κατηγ. 1
πέλμα	$[(b-t_w)/2-r]/t_f =$	3,99	$< 9 \epsilon =$	9	→ κατηγ. 1

**Φορτίσεις**

$L_{κδ} =$	1007,2 cm	αριθμός τεγίδων =	8
$b =$	8,2 cm	ανά απόσταση $l =$	142,71 cm
$L_{κδ} - b =$	999 cm	κλίση στέγης $\varphi =$	6,84 °

**μόνιμο**

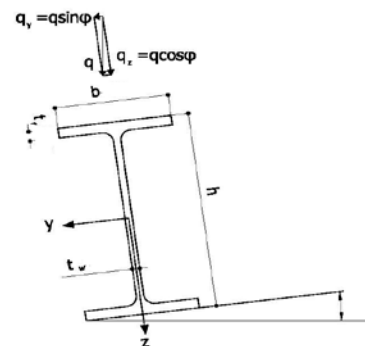
$g = 0,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,714 \text{ kN/m}$

**άνεμος**

$w = 1,25 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1,784 \text{ kN/m}$

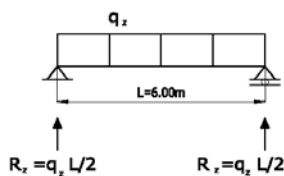
**χιόνι**

$s = 1,0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1,427 \text{ kN/m}$

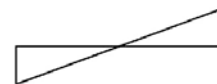


**Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**

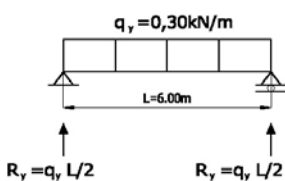
$L_{TEY} =$	6,00 m	$\gamma_{M0} =$	1,00	
$q_{Ed,y} =$	$(1,35 g + 1,50 s) \sin \varphi =$	<b>0,369</b> kN/m	$f_y =$	23,5 kN/cm <sup>2</sup>
$q_{Ed,z} =$	$(1,35 g + 1,50 s) \cos \varphi =$	<b>3,082</b> kN/m		



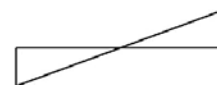
[M<sub>y</sub>]  
α)



[V<sub>z</sub>]



[M<sub>z</sub>]  
β)



[V<sub>y</sub>]

Εντατικά μεγέθη τεγίδας στεγιάστρου 2 για:  
α) φορτία κατά τον τοπικό άξονα z, β) φορτία κατά τον τοπικό άξονα y

$$\begin{aligned}
 M_{Ed,y} &= q_{Ed,y} L^2/8 = 1,66 \text{ kNm} \\
 M_{Ed,z} &= q_{Ed,z} L^2/8 = 13,87 \text{ kNm} \\
 V_{Ed,y} &= q_{Ed,y} L/2 = 1,11 \text{ kN} \\
 V_{Ed,z} &= q_{Ed,z} L/2 = 9,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

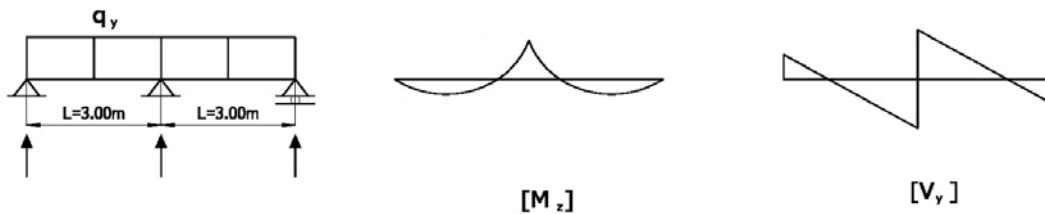
Ελαστικός έλεγχος αντοχής σε διαξονική κάμψη

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{d,y} \frac{f_y}{\gamma_{MO}}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{d,z} \frac{f_y}{\gamma_{MO}}} = 3,6075 \leq 1 \quad !!$$

0,06509
3,5424

### Προσθήκη ελκυστήρα

Η τεγίδα κατά τον ασθενή άξονα διαμορφώνεται πλέον σε συνεχή δοκό δύο ανοιγμάτων, μήκους  $L = 3,00 \text{ m}$   
 $q_y = 0,369 \text{ kN/m}$



Εντατικά μεγέθη τεγίδας στεγάστρου 2 με προσθήκη ντίζας κατά τον ασθενή άξονα

$$\begin{aligned}
 R_y &= 3q_y L/8 = 0,416 \text{ kN} && \text{σε ακραία στήριξη} \\
 R_{Ed,y} &= 10q_y L/8 = 1,386 \text{ kN} && \text{σε μεσαία στήριξη} \\
 M_{Ed,z} &= 0,07q_y L^2 = 0,233 \text{ kNm} && \text{σε ανοίγματα} \\
 M_{Ed,z} &= q_y L^2/8 = 0,416 \text{ kNm} && \text{σε στήριξη ντίζας} \\
 V_{Ed,y} &= 3q_y L/8 = 0,416 \text{ kN} && \text{σε ακραία στήριξη} \\
 V_{Ed,y} &= 5q_y L/8 = 0,693 \text{ kN} && \text{σε μεσαία στήριξη}
 \end{aligned}$$

Η max τέμνουσα κατά z παρατηρείται στα άκρα της τεγίδας ενώ η max τέμνουσα κατά y στη θέση της ντίζας όπου αναπτύσσονται και οι max καμπτικές ροπές κατά y και z.

Ελαστικός έλεγχος αντοχής σε διαξονική κάμψη

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{d,y} \frac{f_y}{\gamma_{MO}}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{d,z} \frac{f_y}{\gamma_{MO}}} = 0,1713 \leq 1 \quad \text{ok}$$

0,06509
0,1062

$$\begin{aligned}
 M_{Ed,y} &= 1,66 \text{ kNm} \\
 M_{Ed,y} &= 0,416 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



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

$$\nu = 0,3$$

$$G = 8076,92 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Ed,z} = 9,25 \text{ kN}$$

Έλεγχος διατμητικών τάσεων κατά z

$$A_w = h_w t_w = 7,26 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{Ed,xz} = \frac{V_{Ed,z}}{A_w} = 1,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau_{Ed,xz}}{\frac{f_y}{\gamma_M \sqrt{3}}} = 0,094 \leq 1 \quad \text{ok}$$

Έλεγχος διατμητικών τάσεων κατά y

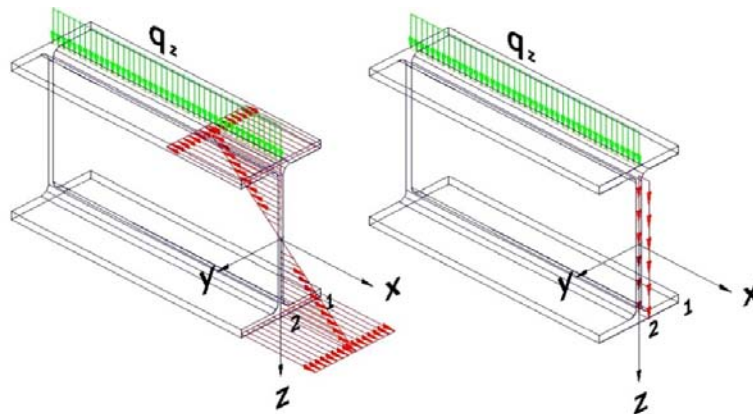
$$A_f = b t_f = 6,07 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{Ed,xy} = 1,50 \frac{V_{Ed,y}}{2A_f} = 0,09 \text{ kN/cm}^2$$

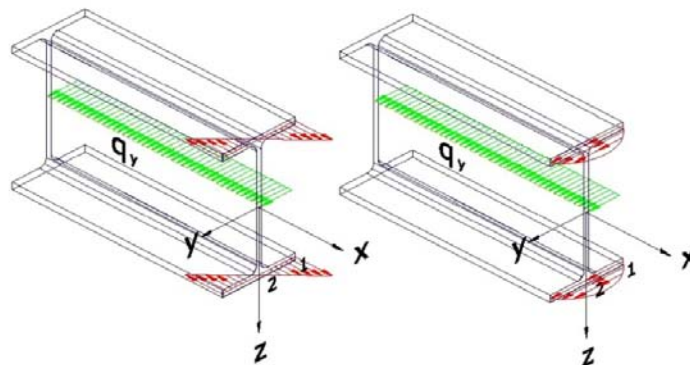
$$\frac{\tau_{Ed,xy}}{\frac{f_y}{\gamma_M \sqrt{3}}} = 0,006 \leq 1 \quad \text{ok}$$

Σύνθετος έλεγχος κατά Von Mises

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{Ed,xy}^2 + 3\tau_{Ed,xz}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$



α) Ορθές και διατμητικές τάσεις τεγίδας στεγάστρου 2 λόγω φορτίου  $q_z$   
 α)  $\sigma_x$  λόγω  $\max M$ , στο μέσον της τεγίδας β)  $\tau_{xz}$  λόγω  $\max V_z$  στα άκρα της τεγίδας



α) Ορθές και διατμητικές τάσεις τεγίδας στεγάστρου 2 λόγω φορτίου  $q_y$   
 α)  $\sigma_x$ , λόγω  $\max M_z$  στη θέση της ντίζας β)  $\tau_{xy}$  λόγω  $\max V_y$  στη θέση της ντίζας

Εξετάζεται η διατομή στο μέσον της τεγίδας, δηλαδή στη θέση της ντίζας, όπου παρουσιάζονται οι μέγιστες ροπές κάμψης  $M_y$  και  $M_z$  καθώς και η μέγιστη τέμνουσα δύναμη  $V_y$ . Στη θέση αυτή η τέμνουσα δύναμη  $V_z$  είναι ίση με μηδέν.

σημείο 1

$$\sigma_x = \frac{M_{Ed,y}}{W_{el,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{W_{el,z}} = 2,9269 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,y} &= 1,66 \text{ kNm} \\ M_{Ed,z} &= 0,233 \text{ kNm} \\ T_{xy} &= 0 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = 2,9269 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

σημείο 2

$$\sigma_x = \frac{M_{Ed,y}}{W_{el,y}} = 1,5296 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,y} &= 1,66 \text{ kNm} \\ T_{xy} &= 0,09 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = 1,53682 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

**Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**δυσμενής συνδυασμός με κινητά και μόνιμα φορτία

$$q_{Ed,y} = (1,00 g + 1,00 s) \sin\varphi = 0,2548 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed,z} = (1,00 g + 1,00 s) \cos\varphi = 2,1255 \text{ kN/m}$$

$$w_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 1,9648 \text{ cm} < \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

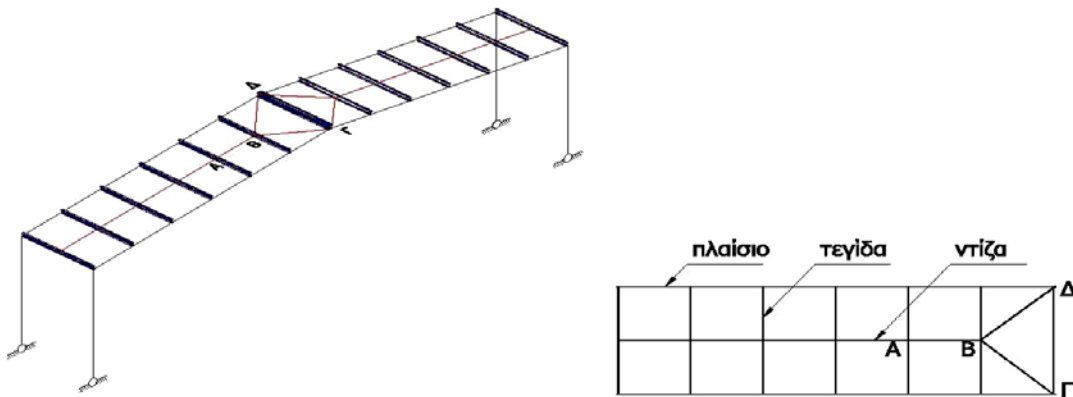
*(βέλος κάμψης για βατές στέγες)*δυσμενής συνδυασμός με κινητά φορτία

$$q_{Ed,y} = 1,00 s \sin\varphi = 0,1699 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ed,z} = 1,00 s \cos\varphi = 1,417 \text{ kN/m}$$

$$w_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 1,3099 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

*(βέλος κάμψης για βατές στέγες)*



### Διαστασιολόγηση ελκυστήρα

Η αντίδραση στο μέσον της τεγίδας κατά z για τις 6 ενδιάμεσες τεγίδες είναι :

$$R_{Ed,y} = V_{Ed,y(1)} = 1,386 \text{ kN}$$

και για την ακραία με το μισό έυρος της ζώνης επιρροής :

$$V_{Ed,y(2)} = 0,693 \text{ kN}$$

Η max συνολική δύναμη που καταπονεί το ευθύγραμμο τμήμα του ελκυστήρα είναι:

$$F_{Ed,AB} = V_{Ed,y(1)} \cdot 5 + V_{Ed,y(2)} \cdot 1 = 7,621 \text{ kN}$$

Η συνολική δύναμη στο σημείο διακλάδωσης του ελκυστήρα είναι ίση :

$$F = V_{Ed,y(1)} \cdot 6 + V_{Ed,y(2)} \cdot 1 = 9,006 \text{ kN}$$

Η γωνία στη θέση διακλάδωσης είναι :

$$\phi = \arctan \frac{l}{\frac{L_{τεγ}}{2}} = 25,454^\circ$$

Η εφελκυστική δύναμη του λοξού ελκυστήρα είναι :

$$F_{Ed,B\Gamma} = F_{Ed,B\Delta} = \frac{F}{2 \sin \phi} = 10,483 \text{ kN}$$

Επιλέγω διατομή φ12 ποιότητας S220 με εμβαδόν διατομής στο σπείρωμα :

$A_s = 0,843 \text{ cm}^2$  και με αντοχή στον εφελκυσμό :

$$f_{ub} = 22 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{t,Rd} = 0,90 \cdot \frac{f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 13,3531 \text{ kN} > F_{Ed,B\Gamma} = 10,483 \text{ kN} \quad \text{επαρκεί}$$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6<sup>ο</sup>

### 6.1 Γενικά

Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μία συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Τα εμπορικά και βιομηχανικά κτίρια που κατασκευάζονται αποκλειστικά από ένα υλικό (στην παρούσα μελέτη κύριο δομικό υλικό ο χάλυβας) ή από συμβιβαστά υλικά, είναι γενικά πιο ανθεκτικά στους σεισμούς από τα κτίρια που κατασκευάζονται από μία ποικιλία υλικών, τα οποία λόγω της ετερογένειάς τους έχουν αποδειχτεί ιδιαίτερα ευάλωτα στις συνδέσεις μεταξύ διαφορετικών υλικών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Επίσης δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής ειδίκευσης. Τέλος οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια κατασκευής.

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

Στην περίπτωση της παρούσης διπλωματικής εργασίας, οι έλεγχοι συνδέσεων έγιναν μέσω του προγράμματος INSTANT (INteractive STEelwork ANALysis Tools) 2000 και με εισαγωγή των εντατικών μεγεθών όπως αυτά προέκυψαν από το πρόγραμμα SOFISTIK.

## 6.2 Προβλέψεις κανονισμού

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέγμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.1) παρουσιάζονται αναλυτικά όλες οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται από το πρόγραμμα INSTANT 2000.

### A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα

A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέγμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέγμα του υποστυλώματος.

### B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα & δοκού σε δοκό

B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέγμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέγμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.

### Γ. Συνέχεια μελών

Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμολακλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμολακλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.

**Δ. Κόμβος δικτυώματος**

Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.

**Ε. Έδραση υποστυλώματος**

Ε.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυριών.
Ε.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
Ε.3 Άρθρωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
Ε.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η μέσω γωνιακών.

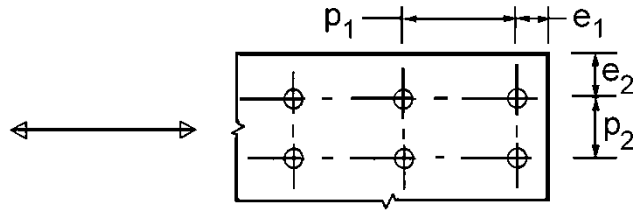
Πίνακας 6.1: Κατηγορίες συνδέσεων

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από:

- την αντοχή,
- τη δυσκαμψία και
- τη στρωφική ικανότητα του κόμβου.

Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους αντοχής ή μερικής αντοχής, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Εξάλλου οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως **αρθρωτοί** αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στρωφικών ελατηρίων.

Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Τμήμα 1.1. οι οποίοι παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες.



Αποστάσεις μέσω συνδέσεως

Αποστάσεις	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
$e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$p_1$	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
$p_2$	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Πίνακας 6.2: Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσω συνδέσεως

Ποιότητα 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

Πίνακας 6.3: Ποιότητες κοχλίων

	Διάμετροι οπών
M12-M14	$d_0 = d + 1\text{mm}$
M16-M24	$d_0 = d + 2\text{mm}$
M27-M36	$d_0 = d + 3\text{mm}$

Πίνακας 6.4: Μηχανικά χαρακτηριστικά κοχλίων

Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Άλλοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	$A) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: <math>\alpha_v = 0,6</math></li> <li>- για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: <math>\alpha_v = 0,5</math></li> </ul> $B) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης δεν τέμνει το σπείρωμα: <math>\alpha_v = 0,6</math></p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>- όπου <math>a_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right)</math></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- για ακραίους κοχλίες: <math>k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)</math></li> <li>- για μεσαίους κοχλίες: <math>k_1 = \min \left( 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)</math></li> </ul>	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου <math>k_2 = 0,9</math>.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή κοχλία σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ :** Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Πίνακας 6.5: Έλεγχοι αντοχής κοχλιών



### 6.3 Έλεγχος συνδέσεων στο INSTANT

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών των υπό μελέτη βιομηχανικού χώρου πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος ελέγχου συνδέσεων INSTANT 2000. Το πρόγραμμα INSTANT είναι πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης (κατά Ευρωκώδικα 3) μεταλλικών κατασκευών, εξοπλισμένο με πλήρες γραφικό περιβάλλον. Καλύπτει πλήρως τις ανάγκες μελέτης οποιασδήποτε μεταλλικής κατασκευής η οποία περιγράφεται και κατασκευάζεται από ραβδωτά στοιχεία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν, καθώς και για ποιες περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο πρόγραμμα υπάρχει μια σύνδεση πάντοτε επιλεγμένη και οι ενέργειες ορισμού μελών και δυνάμεων καθώς και λεπτομερειών αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής σύνδεσης ενεργοποιούνται και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και σε κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό.

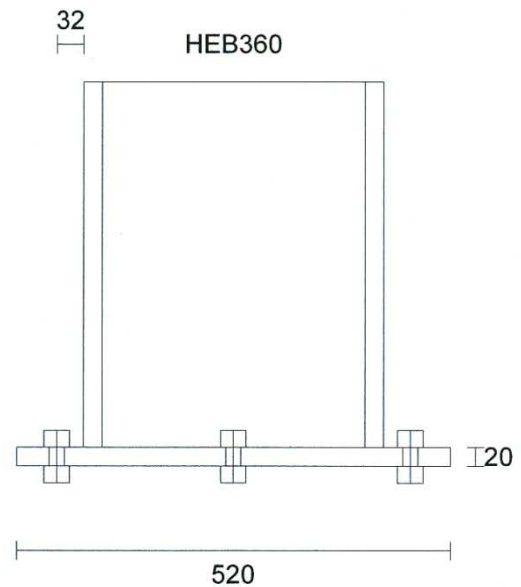
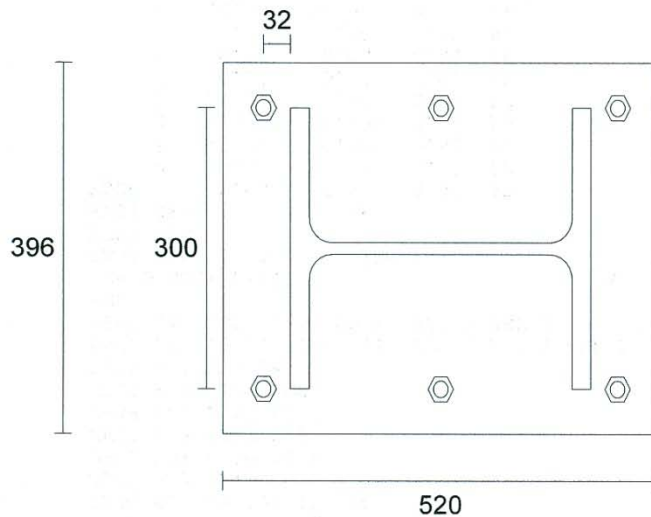
Αρχικά για κάθε κόμβο ορίζεται ο τύπος του (π.χ. έδραση ή δοκός σε υποστυλώμα ή δικτύωμα κτλ). Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα είναι ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρωθεί η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά (αναλυτική ή περιληπτική).

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

1. έδραση υποστυλώματος
2. σύνδεση κορφιά (συνέχεια δοκού)
3. δοκός σε υποστυλώμα (κόμβος ζυγώματος)

### 6.3.1 Έδραση υποστυλώματος

Ποιότητα σκυροδέματος C16  
 Αγκύρια Πρότυπα 6 Χ Μ16/8.8/ΚΑΝ  
 Πάχος συγκόλλησης κορμού υποστυλώματος 3mm  
 Πάχος συγκόλλησης πέλματος υποστυλώματος 3mm



Αρχείο

seaman\_1

#### ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

γ Mo	1.00
γ Mb (διάτμηση)	1.25
γ Mb (εφελκυσμός)	1.25
γ Mw	1.25
γ M2	1.25

#### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Διατομή	HEB360
Ύψος (h)	360.00mm
Πλάτος πέλματος (bf)	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	22.50mm
Πάχος κορμού (tw)	12.50mm
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής	0.235kN/mm <sup>2</sup>

#### ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

Πλευρά (hp)	520.00mm
Πλευρά (bp)	396.00mm
Πάχος (tp)	20.00mm

Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw)	3.00mm
Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα (af)	3.00mm

**ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Ποιότητα	C16
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού	0.01067kN/mm <sup>2</sup>
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού	0.00095kN/mm <sup>2</sup>
Μέτρο Ελαστικότητας	28.00kN/mm <sup>2</sup>
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ <sub>c</sub>	1.5

**ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)**

Διάμετρος (d)	16.00mm
Ποιότητα	8.8
Όριο διαρροής	0.640kN/mm <sup>2</sup>
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης	24.00mm
Διάμετρος αγκίστρου (D)	50.00mm
Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l <sub>2</sub> )	100.00mm
Μήκος αγκυρίου (H)	500.00mm

**ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ**

Αριθμός αγκυρίων	6
Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους	300.00mm
Απόσταση a <sub>2</sub> αγκυρίων από πέλμα υποστυλώματος	32.00mm

**ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ**

- \* Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διάτμηση.
- \* Γραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).
- \* Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκόμενα αγκύρια σε διαφορετικές αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα, το κέντρο εφαρμογής της συνισταμένης εφελκυσμού υπολογίζεται θεωρώντας ότι όλα τα αγκύρια παραλαμβάνουν ίση εφελκυστική δύναμη (υπερ της ασφάλειας).
- \* Τα θλιβόμενα αγκύρια αγνοούνται στους υπολογισμούς.
- \* Οι ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης της πλάκας έδρασης θεωρούνται ανεξάρτητα από τις τάσεις λόγω επαφής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης.
- \* Το μέγιστο ενεργό πλάτος των ελασμάτων στην ζώνη των εφελκόμενων αγκυρίων είναι (ανά αγκύριο) ίσο με π.α<sub>2</sub>.
- \* Ο συντελεστής συγκέντρωσης τάσης για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5
- \* Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πέλματων υποστυλώματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκείμενης σε πίεση ίση με την μέση τιμή της εφαρμοζόμενης από την επαφή με το σκυρόδεμα.
- \* Ο έλεγχος της ακαμψίας της πλάκας έδρασης γίνεται με βάση σχέση πειραματικής προέλευσης.
- \* Για τον έλεγχο των συγκολλήσεων θεωρείται ότι:
  - η συγκόλληση γίνεται με περιμετρικές συνεχείς εξωραφές. Οι εξωραφές

των πελμάτων και του κορμού είναι διπλές και του ίδιου πάχους για τα δύο πέλματα.

- η αξονική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή όλων των εξωραφών.
  - η διατμητική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών του κορμού.
  - η ροπή σχεδιασμού αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών των πελμάτων.
- \* Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μόνο μέσω τριβής μεταξύ του θλιβόμενου τμήματος της πλάκας έδρασης και του σκυροδέματος ή μέσω πρόσθετου διατμητικού στοιχείου (αγνοείται η συμμετοχή των αγκυρίων). Ο συντελεστής τριβής ισούται με 0.3.
- \* Η εφελκυστική δύναμη στα αγκύρια μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μέσω:
- συνάφειας και τριβής στην περίπτωση αγκυρίων με άγκιστρο (καμπύλο).
  - συνάφειας και πίεσης στην περίπτωση αγκυρίων με πλάκα αγκύρωσης.

## **ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ**

### **ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ**

*Αξονική(NSd) Τέμνουσα(VSd) Ροπή(MSd)*

*Υποσύλωμα -304.40kN 0.00kN 515.63kNm*

### **ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ**

Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας  
Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων 6

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Δεν αναπτύσσεται θλιπτική τάση

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ**

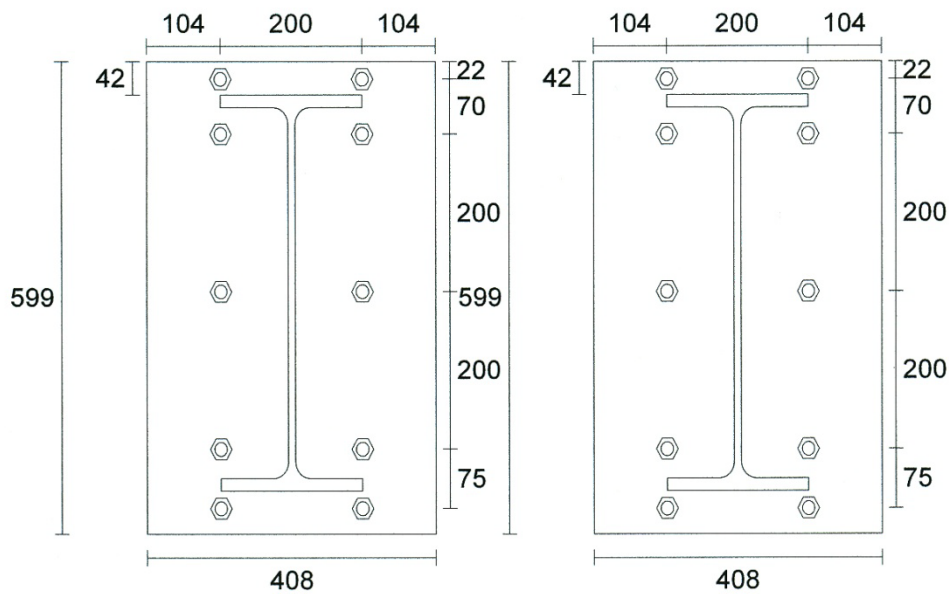
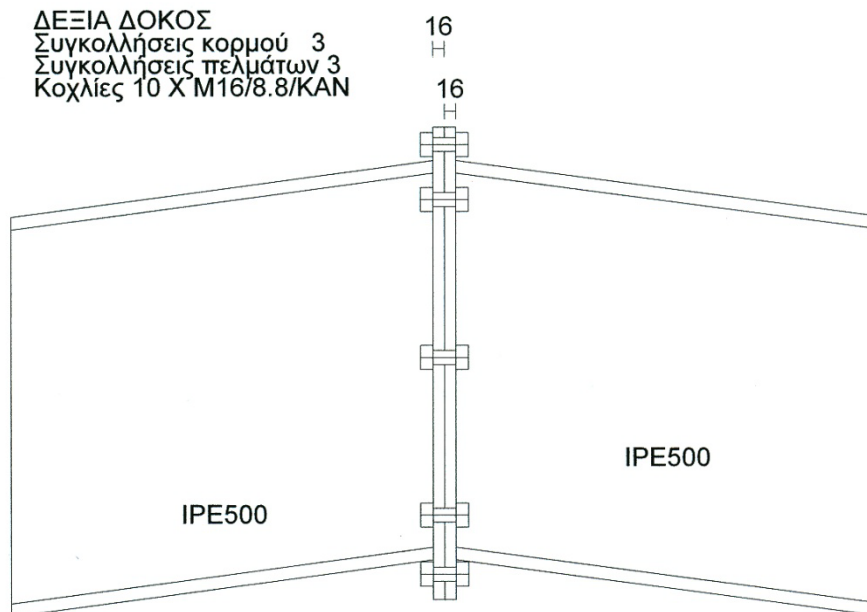
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά αγκύριο Nj	0.00kN
Αντοχή διατομής αγκυρίου NRd	80.38kN
Λόγος Nj/NRd	0.00
Η διατομή είναι	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>
Ικανότητα συνάφειας με σκυρόδεμα NRd	35.19kN
Λόγος Nj/NRd	0.00
Η αντοχή είναι	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ**

Μήκος ενεργού ζώνης εφελκυσμού πέλματος l <sub>eff</sub>	51.00mm
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη πέλματος	33.22kN
Αντοχή	269.66kN

Λόγος Η αντοχή είναι	0.12 <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>
<u>ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ</u>	
Δυσμενέστερη περιοχή : πρός την πλευρά εφελκυσμού αγκυρίων Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$ minimum) Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ( $t_p \geq t_p$ minimum)	2.00mm
<u>ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ</u>	
Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$ minimum) Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ( $t_p \geq t_p$ minimum)	5.00mm
<u>ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ</u>	
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας Η συγκόλληση είναι	3.00mm <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας Η συγκόλληση είναι	3.00mm <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>
Ορθή τάση	0.05942kN/mm <sup>2</sup>
Διατμητική τάση	0.05833kN/mm <sup>2</sup>
Αντοχή	0.23500kN/mm <sup>2</sup>
Λόγος Η αντοχή είναι	0.25 <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### 6.3.2 Σύνδεση κορφιά



Αρχείο

seaman\_2

#### ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

γ Mo	1.00
γ Mb (διάτμηση)	1.25
γ Mb (εφελκυσμός)	1.25
γ Mw	1.25
γ M2	1.25

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $NSd < 0.1 * NpIRd$ , όπου  
 $NSd$  : αξονική δύναμη στη δοκό  
 $NpIRd$  : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή	IPE500
Τάξη διατομής	1
Ύψος (h)	500.00mm
Πλάτος πέλματος (bf)	200.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	16.00mm
Πάχος κορμού (tw)	10.20mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r)	21.00mm
Γωνία	6.87deg
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h')	503.00mm
Μήκος (l)	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A)	11600.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα	482000000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	1930000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	2194000.00mm <sup>3</sup>
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής πέλματος	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας πέλματος	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Όριο διαρροής κορμού	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας κορμού	0.360kN/mm <sup>2</sup>

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

Ύψος (hp)	599.40mm
Πλάτος (bp)	408.00mm
Πάχος (tp)	6.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού:	42.00mm
Τύπος	Προεξέχουσα

ΚΟΧΛΙΕΣ

Τύπος	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d)	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0)	18.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A)	201.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As)	157.00mm <sup>2</sup>
Πάχος κεφαλής κοχλία	10.00mm
Πάχος παξιμαδιού	13.00mm
Ποιότητα	8.8

Όριο διαρροής	0.640kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας	0.800kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία	

**ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ**

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1)	22.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2)	104.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών	200.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :	
1 και 2	70.00mm
2 και 3	200.00mm
3 και 4	200.00mm
4 και 5	75.00mm

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ****ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ**

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	<i>Αξονική(NSd)</i>	<i>Τέμνουσα(VSd)</i>	<i>Ροπή(MSd)</i>
<i>Δεξιά δοκός</i>	<i>0.00kN</i>	<i>0.00kN</i>	<i>-466.56kNmm</i>

**ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ**

* Σειρά κοχλιών No	1
Τρόπος αστοχίας : Μετωπική πλάκα σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 1]	180.86kN
* Σειρά κοχλιών No	2
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 2]	154.21kN
* Σειρά κοχλιών No	3
Τρόπος αστοχίας : Μετωπική πλάκα σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 3]	172.53kN
* Σειρά κοχλιών No	4
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 4]	25.07kN



ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή 204473.95kNmm

Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd  
Η αντοχή σε ροπή είναι

0.00  
**ΕΠΑΡΚΗΣ**

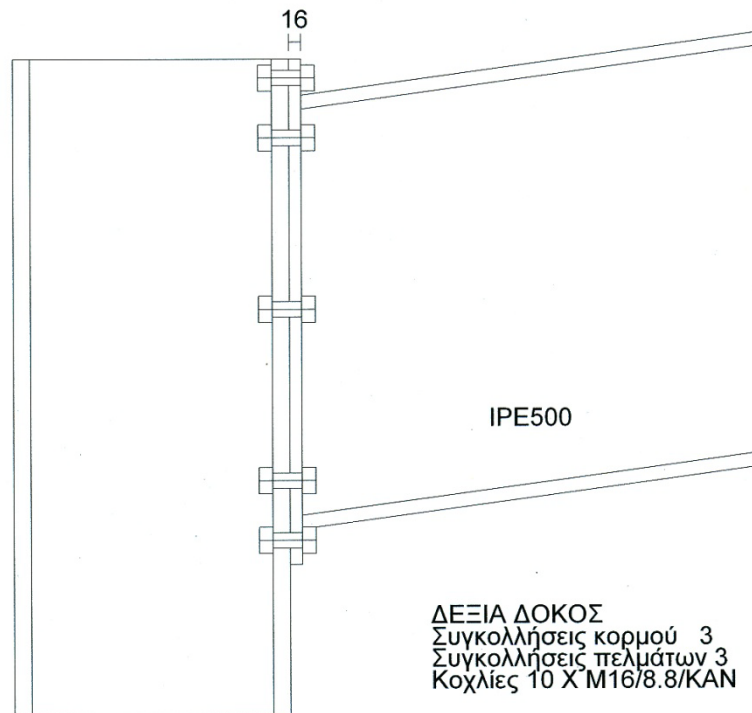
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd 137.80kN

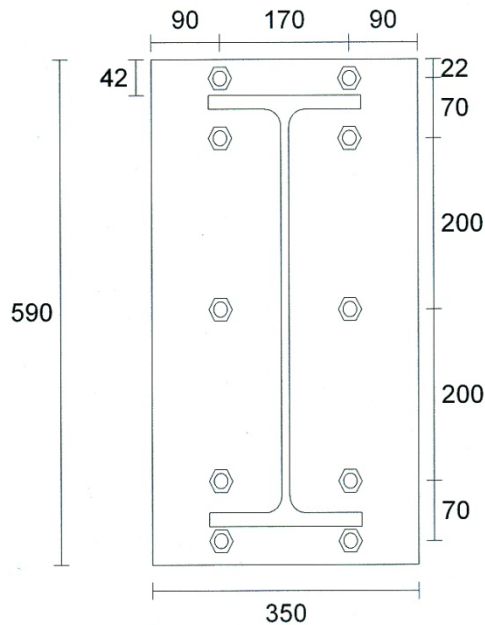
ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

\* Στροφική ακαμψία Sj.ini 6501264.50kNmm/deg  
\* Στροφική ακαμψία Sj.sec 2167088.00kNmm/deg  
\* Ιδεατή ακαμψία Sj 3250632.25kNmm/deg

### 6.3.3 Σύνδεση Κυρίας δοκού με υποσύλωμα



HEB360



Αρχείο

seaman\_3

#### ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

γ Mo	1.00
γ Mb (διάτμηση)	1.25
γ Mb (εφελκυσμός)	1.25
γ Mw	1.25
γ M2	1.25

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $NSd < 0.1 * NpIRd$ , όπου
  - NSd : αξονική δύναμη στη δοκό
  - NpIRd : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή	IPE500
Τάξη διατομής	1
Ύψος (h)	500.00mm
Πλάτος πέλματος (bf)	200.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	16.00mm
Πάχος κορμού (tw)	10.20mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r)	21.00mm
Γωνία	6.87deg
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h')	503.00mm
Μήκος (l)	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A)	11600.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα	482000000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	1930000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	2194000.00mm <sup>3</sup>
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής πέλματος	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας πέλματος	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Όριο διαρροής κορμού	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας κορμού	0.360kN/mm <sup>2</sup>

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

Ύψος (hp)	590.00mm
Πλάτος (bp)	350.00mm
Πάχος (tp)	16.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού:	42.00mm
Τύπος	Προεξέχουσα

ΚΟΧΛΙΕΣ

Τύπος	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d)	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0)	18.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A)	201.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As)	157.00mm <sup>2</sup>
Πάχος κεφαλής κοχλίας	10.00mm
Πάχος παξιμαδιού	13.00mm
Ποιότητα	8.8
Όριο διαρροής	0.640kN/mm <sup>2</sup>

Όριο αστοχίας 0.800kN/mm<sup>2</sup>  
 Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία

### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1)	22.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2)	90.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών	170.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών	
1 και 2	70.00mm
2 και 3	200.00mm
3 και 4	200.00mm
4 και 5	70.00mm

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Διατομή	HEB360
Ύψος (h)	360.00mm
Πλάτος πέλματος (bf)	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	22.50mm
Πάχος κορμού (tw)	12.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r)	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A)	18060.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα	431900000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	2400000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	2683000.00mm <sup>3</sup>
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής πέλματος	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας πέλματος	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Όριο διαρροής κορμού	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας κορμού	0.360kN/mm <sup>2</sup>

## **ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ**

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	<i>Αξονική(NSd)</i>	<i>Τέμνουσα(VSd)</i>	<i>Ροπή(MSd)</i>
<i>Δεξιά δοκός</i>	-18.11kN	-150.32kN	-46656.00kNmm
<i>Υποσύλωμα</i>	0.00kN	-165.51kN	-515.63kNmm

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ**ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

* Σειρά κοχλιών Νο	1
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 1]	180.86kN
* Σειρά κοχλιών Νο	2
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 2]	155.74kN
* Σειρά κοχλιών Νο	3
Τρόπος αστοχίας : Μετωπική πλάκα σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 3]	172.04kN
* Σειρά κοχλιών Νο	4
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[ 4]	25.00kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6} MRd 204125.97kNmm

Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd 0.23  
 Η αντοχή σε ροπή είναι **ΕΠΑΡΚΗΣ**

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

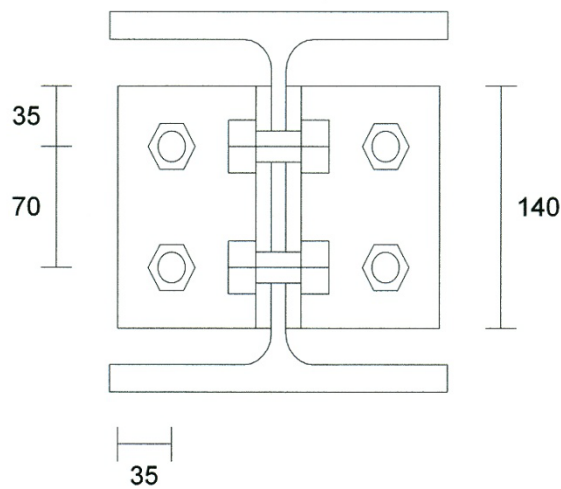
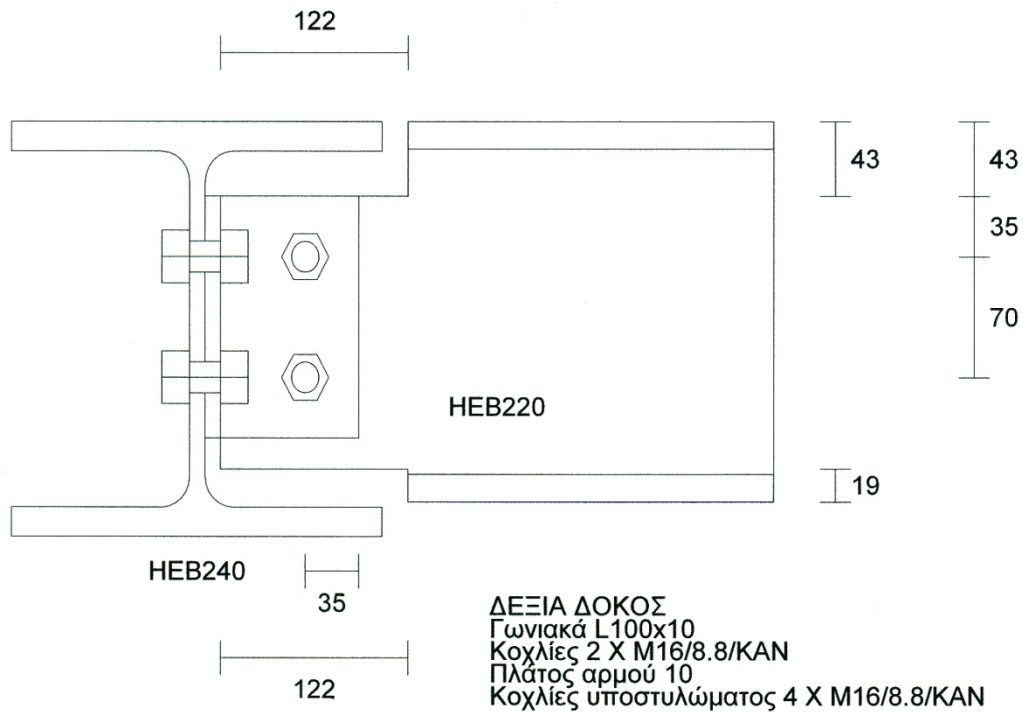
Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd 258.38kN

Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd 0.58  
 Η αντοχή σε διάτμηση είναι **ΕΠΑΡΚΗΣ**

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

\* Ιδεατή ακαμψία Sj 1384582.88kNmm/deg

### 6.3.4 Σύνδεση δοκού σε δοκό ημιώροφου



Αρχείο

seaman\_4

#### ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_{Mo}$	1.00
$\gamma_{Mb}$ (διάτμηση)	1.25
$\gamma_{Mb}$ (εφελκυσμός)	1.25
$\gamma_{Mw}$	1.25
$\gamma_{M2}$	1.25

ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή	HEB240
Ύψος (h)	240.00mm
Πλάτος πέλματος (bf)	240.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	17.00mm
Πάχος κορμού (tw)	10.00mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r)	18.00mm
Εμβαδόν διατομής (A)	10600.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας	0.360kN/mm <sup>2</sup>

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή	HEB220
Ύψος (h)	220.00mm
Πλάτος πέλματος (bf)	220.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	16.00mm
Πάχος κορμού (tw)	9.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r)	18.00mm
Εμβαδόν διατομής (A)	9100.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας	0.360kN/mm <sup>2</sup>

ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

Διατομή	L100x10
Εμβαδόν διατομής (A)	1920.00mm <sup>2</sup>
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α	100.000mm
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό	100.000mm
Πάχος	10.000mm
Μήκος γωνιακού	140.000mm
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb)	43.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΚΑΙ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Τύπος	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d)	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0)	18.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A)	201.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As)	157.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα	8.8
Όριο διαρροής	0.640kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας	0.800kN/mm <sup>2</sup>

Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία	
Απόσταση από άκρο (e1)	35.00mm
Απόσταση από άκρο (e2)	35.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1)	70.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2)	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών	2
Αριθμός κολονών κοχλιών	1

**ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ**

Μήκος πάνω απότμησης	122.00mm
Πλάτος πάνω απότμησης	43.00mm
Μήκος κάτω απότμησης	122.00mm
Πλάτος κάτω απότμησης	19.00mm

**ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ**

Πάνω πέλμα δοκού & πέλμα κύριας δοκού (qbfcf)	0.00mm
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc)	10.00mm

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ****ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ**

Τέμνουσα στην δεξιά δοκό	39.510Kn
--------------------------	----------

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ****ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ**

- \* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}
 

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών	120.58kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία	41.67kN
Λόγος	0.35
- \* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}
 

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd	74.67kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία	20.83kN
Λόγος	0.28
- \* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}
 

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd	70.93kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία	41.67kN
Λόγος	0.59



* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}	
Αντοχή σε διάτμηση	172.93kN
Διατμητική Δύναμη	19.75kN
Λόγος.	0.11
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}	
Αντοχή σε διάτμηση	203.65kN
Διατμητική Δύναμη	39.51kN
Λόγος	0.19
* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}	
Αντοχή σε διάτμηση	378.27kN
Διατμητική Δύναμη	39.51kN
Λόγος	0.10
* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών	60.29kN
Διατμητική Δύναμη	9.88kN
Λόγος	0.16
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας	74.67kN
Διατμητική Δύναμη	9.88kN
Λόγος	0.13
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας	115.20kN
Διατμητική Δύναμη	9.88kN
Λόγος	0.09
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}	
Αντοχή σε διάτμηση	172.93kN
Διατμητική Δύναμη	19.75kN
Λόγος.	0.11
* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}	
Αντοχή σε διάτμηση	379.90kN
Διατμητική Δύναμη	39.51kN
Λόγος	0.10
Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :	
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}	
Λόγος	0.59 < 1.00
Η αντοχή είναι	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των Κατασκευών.* Μέρος 1-1: «Βασικές Αρχές Σχεδιασμού». CEN, ENV 1991-1: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.
- Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των Κατασκευών.* Μέρος 2-3: «Φορτία Χιονιού». CEN, ENV 1991-2-3: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.
- Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των Κατασκευών.* Μέρος 2-4: «Φορτία Ανέμου». CEN, ENV 1991-2-4: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα.* Μέρος 1-1: «Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για Κτίρια». CEN, ENV 1993-1: 1995. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα.* Παράρτημα Ε: «Μήκος Λυγισμού Θλιβόμενων Μελών». CEN, ENV 1993-1: 1997. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα.* Παράρτημα F: «Πλευρικός Λυγισμός». CEN, ENV 1993-1: 1997. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000* (Ε.Α.Κ. 2000). Εκδόσεις ΣΙΔΕΝΟΡ: Αθήνα, 2006.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι. Χ., και Γ. Ιωαννίδης. *Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Βάση τα Τελικά Κείμενα των Ευρωκωδίκων.* Εκδόσεις Κλειδάριθμος: Αθήνα, 2005.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι. Χ., και Γ. Ιωαννίδης. *Σιδηρές Κατασκευές: Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3.* Τόμοι I και II. Εκδόσεις Κλειδάριθμος: Αθήνα, 1997.
- Ερμόπουλος Ι. Χ. *Ευρωκώδικας 1: Βάσεις Σχεδιασμού και Δράσεις επί των Κατασκευών: Ερμηνευτικά Σχόλια και Παραδείγματα Εφαρμογής.* Εκδόσεις Κλειδάριθμος: Αθήνα 1997.
- Ερμόπουλος Ι. Χ., *Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών.* Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου: Αθήνα, 2000.

# Παράρτημα 'Α'

Datenbasis : Example\_seaman\_15.cdb  
System : RAUM

Lastfallnummer Bezeichnung

51 MAX-STN  
52 MIN-STN  
53 MAX-STOY  
54 MIN-STOY  
55 MAX-STOZ  
56 MIN-STOZ  
57 MAX-STMT  
58 MIN-STMT  
59 MAX-STMY  
60 MIN-STMY  
61 MAX-STMZ  
62 MIN-STMZ

Druckumfang : Max. oder/und min. Werte  
aller für die gewählten Ergebnisspalten vorkommenden  
Ergebnisse mit den zugehörigen Werten der ausgewählten  
Lastfälle und Elemente.

Lastfälle : 51-62

Gruppen : Alle

Elemente : 101-116

Schnitte : Alle

Stäbe

Kräfte in Stabelementen

Elem.	X	LF Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
105	0,000	52 MINZ-N	-314,0	10,56	40,38	0,00	-34,34	15,25
114	4,000	51 MAXZ-N	30,8	8,39	22,29	0,02	115,44	-10,01
109	0,000	54 MINZ-VY	-25,2	-62,85	81,50	-0,01	-333,15	-107,71
101	9,000	53 MAXZ-VY	-92,2	45,49	-40,27	0,01	-187,50	-29,34
106	0,000	56 MINZ-VZ	-138,5	22,84	-135,62	-0,03	119,19	70,64
114	0,000	55 MAXZ-VZ	-88,9	22,10	168,61	0,04	-159,31	69,01
108	0,000	58 MINZ-MT	-53,4	-10,46	-5,65	-0,05	-28,05	-39,10
116	0,000	57 MAXZ-MT	-67,5	-11,01	36,11	0,06	4,22	-40,52
110	0,000	55 MINZ-MY	-119,5	-0,19	165,51	0,00	-515,63	-0,93
111	9,000	59 MAXZ-MY	-149,1	-0,13	59,05	0,00	466,55	0,60
109	0,000	54 MINZ-MZ	-25,2	-62,85	81,50	-0,01	-333,15	-107,71
115	5,000	54 MAXZ-MZ	-202,9	-53,68	-99,00	0,00	-368,35	76,88

Datenbasis : Example\_seaman\_15.cdb  
System : RAUM

Lastfallnummer Bezeichnung

51 MAX-STN  
52 MIN-STN  
53 MAX-STQY  
54 MIN-STQY  
55 MAX-STQZ  
56 MIN-STQZ  
57 MAX-STMT  
58 MIN-STMT  
59 MAX-STMY  
60 MIN-STMY  
61 MAX-STMZ  
62 MIN-STMZ

Druckumfang : Max. oder/und min. Werte  
aller für die gewählten Ergebnisspalten vorkommenden  
Ergebnisse mit den zugehörigen Werten der ausgewählten  
Lastfälle und Elemente.

Lastfälle : 51-62

Gruppen : Alle

Elemente : 117-123

Schnitte : Alle

Stäbe

Kräfte in Stabelementen

Elem.	X	LF Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
119	0,000	52 MINZ-N	-397,3	-33,40	0,00	0,00	0,00	-60,95
117	0,000	51 MAXZ-N	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
121	0,000	54 MINZ-VY	-232,1	-43,81	11,32	0,00	2,10	-78,12
118	0,000	52 MAXZ-VY	-235,0	37,73	8,35	0,00	2,37	61,25
123	0,000	56 MINZ-VZ	-43,1	-3,55	-17,42	0,00	-32,86	-8,30
123	0,000	55 MAXZ-VZ	-92,1	-8,74	49,10	0,00	-90,75	-19,68
118	0,000	54 MINZ-MT	-46,2	-2,43	-3,24	0,00	-0,43	-12,80
123	0,000	55 MAXZ-MT	-92,1	-8,74	49,10	0,00	-90,75	-19,68
123	0,000	55 MINZ-MY	-92,1	-8,74	49,10	0,00	-90,75	-19,68
123	5,200	55 MAXZ-MY	-84,9	-8,74	49,10	0,00	164,58	25,79
118	5,000	52 MINZ-MZ	-228,1	37,73	8,35	0,00	44,12	-127,39
121	5,000	54 MAXZ-MZ	-225,2	-43,81	11,32	0,00	58,68	140,95

Datenbasis : Example\_seaman\_15.cdb  
 System : RAUM

Lastfallnummer Bezeichnung

- 51 MAX-STN
- 52 MIN-STN
- 53 MAX-STQY
- 54 MIN-STQY
- 55 MAX-STQZ
- 56 MIN-STQZ
- 57 MAX-STMT
- 58 MIN-STMT
- 59 MAX-STMZ
- 60 MIN-STMZ
- 61 MAX-STMZ
- 62 MIN-STMZ

Druckumfang : Max. oder/und min. Werte  
 aller für die gewählten Ergebnisspalten vorkommenden  
 Ergebnisse mit den zugehörigen Werten der ausgewählten  
 Lastfälle und Elemente.

Lastfälle : 51-62

Gruppen : Alle

Elemente : 201-212

Schnitte : Alle

Stäbe

Kräfte in Stabelementen

Elem.	X	LF Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
205	0,000	52 MINZ-N	-175,0	-0,39	151,41	0,06	-423,30	-1,75
206	10,072	51 MAXZ-N	54,8	-0,07	-77,36	0,01	-141,37	0,03
205	0,000	52 MINZ-VY	-175,0	-0,39	151,41	0,06	-423,30	-1,75
211	0,000	53 MAXZ-VY	-165,3	0,48	119,29	-0,06	-443,10	2,23
206	10,072	56 MINZ-VZ	51,1	0,00	-85,45	0,02	-158,13	-0,22
203	0,000	55 MAXZ-VZ	-106,3	0,14	194,61	0,00	-429,99	0,70
201	0,000	58 MINZ-MT	-22,5	0,22	86,91	-0,07	-258,71	0,65
207	0,000	57 MAXZ-MT	-22,5	-0,22	86,91	0,07	-258,71	-0,65
209	0,000	60 MINZ-MY	-86,1	-0,08	136,36	0,00	-466,56	-0,38
203	10,072	59 MAXZ-MY	-83,2	0,11	-8,63	0,00	350,89	-0,60
211	10,072	53 MINZ-MZ	-152,0	0,48	8,05	-0,06	198,17	-2,63
211	0,000	61 MAXZ-MZ	-133,6	0,48	77,48	-0,05	-392,31	2,26

Datenbasis : Example\_seaman\_15.cdb  
System : RAUM

Lastfallnummer Bezeichnung

51 MAX-STN  
52 MIN-STN  
53 MAX-STQY  
54 MIN-STQY  
55 MAX-STQZ  
56 MIN-STQZ  
57 MAX-STMT  
58 MIN-STMT  
59 MAX-STMY  
60 MIN-STMY  
61 MAX-STMZ  
62 MIN-STMZ

Druckumfang : Max. oder/und min. Werte  
aller für die gewählten Ergebnisspalten vorkommenden  
Ergebnisse mit den zugehörigen Werten der ausgewählten  
Lastfälle und Elemente.

Lastfälle : 51-62  
Gruppen : Alle  
Elemente : 213-227  
Schnitte : Alle

Stäbe

Kräfte in Stabelementen

Elem.	X	LF	Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
220	0,000	52	MINZ-N	-168,7	0,00	2,62	0,00	-0,73	0,00
225	0,000	51	MAXZ-N	84,7	0,08	1,78	0,00	-1,48	0,00
227	0,000	54	MINZ-VY	17,3	-0,48	4,60	0,00	-10,85	-1,49
223	0,000	53	MAXZ-VY	37,0	0,50	1,98	-0,02	-1,63	1,55
222	6,000	52	MINZ-VZ	-79,4	0,00	-14,10	0,00	-51,32	0,00
213	0,000	55	MAXZ-VZ	-11,8	-0,22	8,35	0,02	-29,33	-0,52
216	0,000	51	MINZ-MT	62,5	0,18	3,59	-0,02	-4,63	0,67
226	0,000	51	MAXZ-MT	64,2	-0,29	3,39	0,03	-4,10	-1,01
222	6,000	52	MINZ-MY	-79,4	0,00	-14,10	0,00	-51,32	0,00
222	0,000	52	MAXZ-MY	-79,4	0,00	-9,95	0,00	20,80	0,00
227	0,000	62	MINZ-MZ	21,6	-0,47	4,88	0,01	-12,52	-1,53
223	0,000	53	MAXZ-MZ	37,0	0,50	1,98	-0,02	-1,63	1,55

Datenbasis : Example\_seaman\_15.cdb  
System : RAUM

Lastfallnummer Bezeichnung

51 MAX-STN  
52 MIN-STN  
53 MAX-STQY  
54 MIN-STQY  
55 MAX-STQZ  
56 MIN-STQZ  
57 MAX-STMT  
58 MIN-STMT  
59 MAX-STMY  
60 MIN-STMY  
61 MAX-STMZ  
62 MIN-STMZ

Druckumfang : Max. oder/und min. Werte  
aller für die gewählten Ergebnisspalten vorkommenden  
Ergebnisse mit den zugehörigen Werten der ausgewählten  
Lastfälle und Elemente.

Lastfälle : 51-62

Gruppen : Alle

Elemente : 124-128

Schnitte : Alle

Stäbe

Kräfte in Stabelementen

Elem.	X	LF	Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
127	0,000	52	MINZ-N	-40,9	-0,05	220,29	0,00	-119,62	-0,15
124	0,000	51	MAXZ-N	30,0	-0,05	23,38	0,01	-18,66	-0,14
127	0,000	54	MINZ-VY	-11,9	-0,21	71,18	0,00	-61,95	-0,64
125	0,000	53	MAXZ-VY	-11,1	0,21	83,07	0,00	-26,28	0,64
126	6,000	56	MINZ-VZ	-20,7	0,00	-235,87	0,00	-182,31	0,00
125	0,000	55	MAXZ-VZ	-40,3	0,12	222,92	0,00	-127,50	0,36
128	6,000	56	MINZ-MT	16,6	0,00	-114,63	-0,02	-95,29	-0,02
124	6,000	56	MAXZ-MT	17,2	0,01	-114,16	0,02	-93,90	0,00
126	6,000	56	MINZ-MY	-20,7	0,00	-235,87	0,00	-182,31	0,00
125	0,000	51	MAXZ-MY	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
127	0,000	54	MINZ-MZ	-11,9	-0,21	71,18	0,00	-61,95	-0,64
125	0,000	53	MAXZ-MZ	-11,1	0,21	83,07	0,00	-26,28	0,64



Datenbasis : Example\_seaman\_15.cdb  
System : RAUM

Lastfallnummer Bezeichnung

51 MAX-STN  
52 MIN-STN  
53 MAX-STQY  
54 MIN-STQY  
55 MAX-STQZ  
56 MIN-STQZ  
57 MAX-STMT  
58 MIN-STMT  
59 MAX-STMY  
60 MIN-STMY  
61 MAX-STMZ  
62 MIN-STMZ

Druckumfang : Max. oder/und min. Werte  
aller für die gewählten Ergebnisspalten vorkommenden  
Ergebnisse mit den zugehörigen Werten der ausgewählten  
Lastfälle und Elemente.

Lastfälle : 51-62

Gruppen : Alle

Elemente : 129-136

Schnitte : Alle

Stäbe

Kräfte in Stabelementen

Elem.	X	LF	Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
134	0,000	52	MINZ-N	-72,5	-0,07	-1,04	-0,01	-6,10	-0,15
132	0,000	51	MAXZ-N	143,6	0,00	-24,57	0,10	45,12	-0,11
129	0,000	54	MINZ-VY	0,7	-0,24	1,79	-0,04	-29,36	-0,61
132	0,000	53	MAXZ-VY	27,0	0,24	1,78	0,04	12,27	0,57
132	5,000	56	MINZ-VZ	127,0	-0,02	-39,51	0,07	-120,26	-0,03
129	0,000	55	MAXZ-VZ	25,1	0,05	19,37	-0,03	24,58	0,10
129	0,000	58	MINZ-MT	113,4	-0,01	-6,01	-0,10	18,95	-0,10
132	0,000	57	MAXZ-MT	123,9	0,00	-7,35	0,10	11,79	-0,08
132	5,000	56	MINZ-MY	127,0	-0,02	-39,51	0,07	-120,26	-0,03
133	0,000	56	MAXZ-MY	-29,4	0,05	-23,54	0,01	75,91	0,09
129	0,000	54	MINZ-MZ	0,7	-0,24	1,79	-0,04	-29,36	-0,61
132	0,000	53	MAXZ-MZ	27,0	0,24	1,78	0,04	12,27	0,57

Datenbasis : Example\_seaman\_15.cdb  
System : RAUM

Lastfallnummer Bezeichnung  
63 MAX-FACH  
64 MIN-FACH

Druckumfang : Max. oder/und min. Werte  
aller für die gewählten Ergebnisspalten vorkommenden  
Ergebnisse mit den zugehörigen Werten der ausgewählten  
Lastfälle und Elemente.

Lastfälle : 63-64

Gruppen : Alle

Elemente : 1001-1008

Fachwerkstäbe

Kräfte in Fachwerkstäben

Elem.	LF	Name	N	v
Nr	Nr		[kN]	[mm]
1008	64	MINZ-N	-83,2	0,000
1007	63	MAXZ-N	59,9	0,000
1001	63	MINZ-v	27,6	0,000
1001	63	MAXZ-v	27,6	0,000

# Παράρτημα 'Β'

LONGITUDINAL REINFORCEMENTS

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by '

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
		[-]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
1	0.000	10	0.19	15.6	4.9T	9.9T	0.7T		
1	20.000	10	0.26	22.0		20.8T	1.2T		
2	0.000	11	0.47	7.1		7.1T			
2	20.000	11	0.84	12.6		12.6T	0.0T		
3	0.000	11	0.52	7.9	0.5T	7.4T			
3	20.000	11	0.94	14.1		14.1T			
4	0.000	11	0.46	6.9		6.9T			
4	20.000	11	0.82	12.3		12.3T	0.0T		
5	0.000	10	0.17	14.4	5.3T	8.5T	0.5T	0.1T	

Seite

AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V11.24-99)

572

5/28/11

OPLISH DIATOMWN APO SKYRODEMA KATA EC2

LONGITUDINAL REINFORCEMENTS

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by '

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
		[-]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
5	20.000	10	0.23	19.0	0.2T	17.7T	1.1T		
6	0.000	10	0.13	10.5	3.0T	7.0T	0.5T	0.1T	
6	20.000	10	0.16	13.7		12.4T	1.3T		
7	0.000	10	0.37	31.0	7.5T	3.4T	12.4T	7.7T	
7	6.000	10	0.42	35.0	7.9T	6.2T	13.0T	7.9T	
8	0.000	10	0.10	8.2	1.2T	3.6T	2.1T	1.2T	
8	6.000	10	0.08	7.0	1.2T	2.5T	2.1T	1.2T	
9	0.000	10	0.11	9.4	1.8T	2.7T	3.0T	1.8T	
9	6.000	10	0.11	9.6	1.8T	2.8T	3.2T	1.8T	
10	0.000	10	0.55	46.0	10.7T	6.8T	17.7T	10.7T	
10	6.000	10	0.55	46.1	10.7T	6.9T	17.8T	10.7T	
11	0.000	10	0.08	6.5	0.9T	3.0T	1.7T	0.9T	
11	6.000	10	0.07	5.7	1.0T	2.1T	1.7T	0.9T	
12	0.000	10	0.54	45.1	13.0T	4.7T	17.1T	10.4T	
12	6.000	10	0.69	57.9	13.3T	9.2T	22.0T	13.3T	
13	0.000	10	0.17	14.1	2.7T	4.1T	4.7T	2.7T	
13	6.000	10	0.15	12.2	2.5T	3.1T	4.1T	2.5T	
14	0.000	10	0.21	17.7	3.9T	3.7T	6.3T	3.9T	
14	6.000	10	0.21	17.8	3.9T	3.8T	6.3T	3.9T	
15	0.000	10	0.55	46.0	10.7T	6.8T	17.7T	10.7T	
15	6.000	10	0.66	55.5	12.9T	8.3T	21.4T	12.9T	

16	0.000	10	0.10	8.7	1.5T	3.1T	2.7T	1.5T
16	6.000	10	0.09	7.7	1.5T	2.4T	2.4T	1.5T
17	0.000	10	0.02	2.0	0.3T	1.5T	0.2T	0.1T
17	6.000	10	0.03	2.4	0.3T	1.8T	0.2T	0.1T
18	0.000	10	0.03	2.5	0.3T	1.4T	0.5T	0.3T
18	6.000	10	0.03	2.7	0.5T	1.5T	0.5T	0.3T
19	0.000	10	0.02	2.0	0.3T	1.5T	0.2T	0.1T
19	6.000	10	0.03	2.4	0.3T	1.8T	0.2T	0.1T
101	0.000	1	0.00	0.0				
101	9.000	1	0.00	0.0				
102	0.000	1	0.00	0.0				
102	9.000	1	0.00	0.0				
103	0.000	1	0.00	0.0				
103	9.000	1	0.00	0.0				
104	0.000	1	0.00	0.0				
104	9.000	1	0.00	0.0				
105	0.000	1	0.00	0.0				
105	5.000	1	0.00	0.0				
106	0.000	1	0.00	0.0				
106	4.000	1	0.00	0.0				
107	0.000	1	0.00	0.0				
107	5.000	1	0.00	0.0				
108	0.000	1	0.00	0.0				
108	4.000	1	0.00	0.0				
109	0.000	1	0.00	0.0				
109	9.000	1	0.00	0.0				
110	0.000	1	0.00	0.0				
110	9.000	1	0.00	0.0				
111	0.000	1	0.00	0.0				
111	9.000	1	0.00	0.0				

## OPLISH DIATOMWN APO SKYRODEMA KATA EC2

## LONGITUDINAL REINFORCEMENTS

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by '

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
		[-]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
112	0.000	1	0.00	0.0					
112	9.000	1	0.00	0.0					
113	0.000	1	0.00	0.0					
113	5.000	1	0.00	0.0					
114	0.000	1	0.00	0.0					
114	4.000	1	0.00	0.0					
115	0.000	1	0.00	0.0					
115	5.000	1	0.00	0.0					
116	0.000	1	0.00	0.0					
116	4.000	1	0.00	0.0					
117	0.000	5	0.00	0.0					
117	5.000	5	0.00	0.0					
118	0.000	5	0.00	0.0					
118	5.000	5	0.00	0.0					
119	0.000	5	0.00	0.0					
119	5.000	5	0.00	0.0					
120	0.000	5	0.00	0.0					
120	5.000	5	0.00	0.0					
121	0.000	5	0.00	0.0					
121	5.000	5	0.00	0.0					
122	0.000	5	0.00	0.0					
122	5.000	5	0.00	0.0					
123	0.000	5	0.00	0.0					
123	5.200	5	0.00	0.0					
124	0.000	4	0.00	0.0					
124	6.000	4	0.00	0.0					
125	0.000	4	0.00	0.0					
125	6.000	4	0.00	0.0					
126	0.000	4	0.00	0.0					
126	6.000	4	0.00	0.0					
127	0.000	4	0.00	0.0					
127	6.000	4	0.00	0.0					
128	0.000	4	0.00	0.0					
128	6.000	4	0.00	0.0					
129	0.000	9	0.00	0.0					
129	5.000	9	0.00	0.0					
130	0.000	9	0.00	0.0					
130	5.000	9	0.00	0.0					
131	0.000	9	0.00	0.0					

131	5.000	9	0.00	0.0
132	0.000	9	0.00	0.0
132	5.000	9	0.00	0.0
133	0.000	9	0.00	0.0
133	5.000	9	0.00	0.0
134	0.000	9	0.00	0.0
134	5.000	9	0.00	0.0
135	0.000	9	0.00	0.0
135	5.000	9	0.00	0.0
136	0.000	9	0.00	0.0
136	5.000	9	0.00	0.0
201	0.000	2	0.00	0.0

## OPLISH DIATOMWN APO SKYRODEMA KATA EC2

## LONGITUDINAL REINFORCEMENTS

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by '

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
		[-]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
201	10.072	2	0.00	0.0					
202	0.000	2	0.00	0.0					
202	10.072	2	0.00	0.0					
203	0.000	2	0.00	0.0					
203	10.072	2	0.00	0.0					
204	0.000	2	0.00	0.0					
204	10.072	2	0.00	0.0					
205	0.000	2	0.00	0.0					
205	10.072	2	0.00	0.0					
206	0.000	2	0.00	0.0					
206	10.072	2	0.00	0.0					
207	0.000	2	0.00	0.0					
207	10.072	2	0.00	0.0					
208	0.000	2	0.00	0.0					
208	10.072	2	0.00	0.0					
209	0.000	2	0.00	0.0					
209	10.072	2	0.00	0.0					
210	0.000	2	0.00	0.0					
210	10.072	2	0.00	0.0					
211	0.000	2	0.00	0.0					
211	10.072	2	0.00	0.0					
212	0.000	2	0.00	0.0					
212	10.072	2	0.00	0.0					
213	0.000	3	0.00	0.0					
213	6.000	3	0.00	0.0					
214	0.000	3	0.00	0.0					
214	6.000	3	0.00	0.0					
215	0.000	3	0.00	0.0					
215	6.000	3	0.00	0.0					
216	0.000	3	0.00	0.0					
216	6.000	3	0.00	0.0					
217	0.000	3	0.00	0.0					
217	6.000	3	0.00	0.0					
218	0.000	3	0.00	0.0					
218	6.000	3	0.00	0.0					
219	0.000	3	0.00	0.0					
219	6.000	3	0.00	0.0					
220	0.000	3	0.00	0.0					
220	6.000	3	0.00	0.0					



221	0.000	3	0.00	0.0
221	6.000	3	0.00	0.0
222	0.000	3	0.00	0.0
222	6.000	3	0.00	0.0
223	0.000	3	0.00	0.0
223	6.000	3	0.00	0.0
224	0.000	3	0.00	0.0
224	6.000	3	0.00	0.0
225	0.000	3	0.00	0.0
225	6.000	3	0.00	0.0
226	0.000	3	0.00	0.0
226	6.000	3	0.00	0.0

Seite

AQB - DESIGN OF CROSS-SECTIONS (V11.24-99)

575

5/28/11

OPLISH DIATOMWN APO SKYRODEMA KATA EC2

#### LONGITUDINAL REINFORCEMENTS

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by '

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
		[-]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
227	0.000	3	0.00	0.0					
227	6.000	3	0.00	0.0					

Reinforcements saved as design case 1