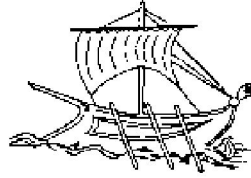


ΑΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ  
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.



Α.Ε.Ι. Πειραιά Τ.Τ.

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
«Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών  
και Αειφόρος Ανάπτυξη»

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Επιρροή των συστημάτων δυσκαμψίας στη συμπεριφορά μεταλλικών φορέων

The effect of bracing systems on the behaviour of steel structures

Της Μεταπτυχιακής Φοιτήτριας  
**Φωτίου Δέσποινα**

Επιβλέπων καθηγητής  
**Μαγείρου Γεώργιος**

---

Αθήνα, Μάρτιος 2017

## Ευχαριστίες

Η παρούσα εργασία αποτελεί διπλωματική εργασία στα πλαίσια του μεταπτυχιακού προγράμματος «Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη» Πριν την παρουσίαση των αποτελεσμάτων της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αισθάνομαι την υποχρέωση να ευχαριστήσω κάποιους ανθρώπους που συνεργάστηκα μαζί τους και έπιαξαν σημαντικό ρόλο στην πραγματοποίηση της εργασίας μου. Πρώτο από όλους θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής εργασίας, καθηγητή Δρ. Γεώργιο Μαγείρου για την πολύτιμη καθοδήγηση του και την εμπιστοσύνη, τον διευθυντή του προγράμματος Δρ. Κωνσταντίνο Δημάκο αλλά και την Δρ. Λαμπρινή Αθανασοπούλου για την στήριξη τους αλλά και την LH logismiki για την βοήθεια τους .

## Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο.....	7
1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΦΟΡΑ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ .....	7
1.2 ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ .....	8
1.3 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ.....	9
1.4 ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ .....	11
1.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ .....	12
1.5.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (Gk) .....	13
1.5.2 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ (Qk).....	13
1.5.3 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ.....	15
1.5.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ.....	19
1.5.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	20
1.5.6 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ .....	27
1.5.7 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ .....	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 <sup>ο</sup> .....	32
2.1 Μεταλλικά μέλη .....	32
2.2 Τεγίδες .....	33
2.3 ΜΗΚΙΔΕΣ.....	34
2.4 ΕΛΚΥΣΤΗΡΕΣ .....	36
2.5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ – ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	37
2.6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ.....	37
2.7 ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ .....	38
2.8 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ .....	40
2.9 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ .....	41
2.11 ΤΥΠΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	43
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 <sup>ο</sup> .....	46
3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	46
3.2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	46
3.3 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ .....	48
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο.....	58
4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	58
4.2 ΟΨΕΙΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	64
4.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ.....	65

4. 3. 1 ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ .....	65
4. 3. 2 ΔΟΚΟΙ .....	66
4. 4 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ.....	71
4. 4. 1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΤΑ +Χ .....	71
ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΝΕΜΟΣ +Χ.....	71
4. 4. 2 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ .....	73
4. 5 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2ΑΣ ΤΑΞΕΩΣ .....	79
4. 6 ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΚΟΜΒΩΝ.....	88
4. 7ΑΝΤΟΧΗ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ .....	93
Κεφάλαιο 5 <sup>ο</sup> .....	98
ΣΥΝΟΨΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	98
ΚΕΦΑΛΑΙΟ6 ο.....	106
6. 1 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	108
6. 2 ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΙΚΟΝΩΝ .....	109
6.3 ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	113

### **Abstract**

This paper studies the influence of the bracing members on the steel structural system. Most of the work deals with the design of a typical metal industrial building with various forms of stiffening systems, such as X, V and L. To that effect, a structure of a single-storey steel building with a rectangular floor plan is chosen. Elastic 1st order analysis is conducted on the structural model by the analysis software Fespa. Useful conclusions are derived, which might be used as design guidelines for structural engineers.

In Chapter 1, a short throwback of the history of steel structures is presented. In addition, steel materials and design loads combinations due to Eurocode 1 and 3 are shown. In Chapter 2, various structural members of steel buildings are described. The geometrical and structural data of the steel building under investigation are presented in Chapter 3. Chapter 4 deals with the use of the analysis software Fespa. The results of the parametric investigation of the steel structures, in table and graph format, are presented in Chapter 5. Chapter 6 deals with the conclusion of the thesis.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται την επιρροή των συστημάτων δυσκαμψίας στη συμπεριφορά μεταλλικών φορέων. Στο μεγαλύτερο μέρος της η εργασία ασχολείται με το σχεδιασμό και την μελέτη ενός μεταλλικού βιομηχανικού κτιρίου με διαφόρους μορφής συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως X,V,Λ αλλά και αλλαγή διατομής τύπου U,L,S . Με το λογισμικό ανάλυσης-διαστασιολόγησης μεταλλικών κατασκευών (Fespa), πραγματοποιείται αναλυτικός υπολογισμός και έλεγχος διαστασιολόγησης του μεταλλικού φορέα του υπό εξέταση βιομηχανικού κτιρίου. Στο τέλος, μέσω της σύγκρισης των αποτελεσμάτων εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με την συνεισφορά των συνδέσμων δυσκαμψίας στη συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων.

Στο 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, παρουσιάζεται μια ιστορική αναδρομή στη χρήση και εξέλιξη των μεταλλικών κατασκευών. Γίνεται αναφορά στα υλικά της κατασκευής όπως και στις ιδιότητες τους και τέλος, περιγράφονται όλες οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί κατά την κανονιστική διάταξη του Ευρωκώδικα 1.

Στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο περιγράφονται επιλεγμένες συνδέσεις μελών του φορέα και ορισμένα μεταλλικά στοιχεία που αποτελούν τα μεταλλικά βιομηχανικά κτίρια. Επίσης, γίνεται ιδιαίτερη μνεία σε εναλλακτικού τύπου συνδέσμους δυσκαμψίας (V, Λ).

Στο 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, γίνεται η περιγραφή του έργου, και παρουσιάζεται η γεωμετρία του κτιρίου. Στο 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος εισαγωγής των δεδομένων στο πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε.

Στο 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, γίνεται παρουσίαση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από το λογισμικό με παράθεση πινάκων και σχετικών διαγραμμάτων.

Στο 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την πορεία της παρούσας εργασίας.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο

### 1. 1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΦΟΡΑ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Η εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών παρατηρείται ήδη από 1000 π.χ., όπου χρησιμοποιείται ο χυτοσίδηρος ως δομικό υλικό σε οικοδομικά έργα. Παράλληλα είχε δημιουργηθεί η ανάγκη στέγασης χώρων όπως σιδηροδρομικοί σταθμοί, εκθεσιακοί χώροι, δημοτικές αγορές, ναυπηγεία, οι φορείς των οποίων διέθεταν μεγάλα ανοίγματα. Η απαίτηση για μεγάλα ανοίγματα ικανοποιήθηκε λοιπόν με την κατασκευή επίπεδων τοξωτών φορέων. Κατά τις αρχές του αιώνα αρχίζει να χρησιμοποιείται ο χάλυβας σε πόλεις των ΗΠΑ με μεγάλη συγκέντρωση πληθυσμού, με πρώτο το Σικάγο, για την κατασκευή ουρανοξυστών. Ο χάλυβας είναι ένα κράμα από σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία, το κυριότερο από τα οποία είναι ο άνθρακας (C). Ο συνήθης χάλυβας περιέχει λιγότερο από 2, 06% κ. β. άνθρακα, λιγότερο από 1, 0% κ. β. μαγγάνιο και πολλά μικρά ποσοστά πυριτίου, φωσφόρου, θείου και οξυγόνου. Ανάλογα με τις απαιτήσεις χρήσεως του χάλυβα, μπορούν να μεταβληθούν ορισμένες ιδιότητες κατά την παραγωγή του διαμέσου της χημικής του σύνθεσης, της μεταβολής της κρυσταλλικής του δομής αλλά και με άλλες μεθόδους όπως η θερμική κατεργασία (π. χ. ανόπτηση εξομάλυνσης, βαφή και επαναφορά κλπ.). Αρχικά η τεχνική δημιουργία χαλύβδινων κατασκευών περιλάμβανε αρθρωτές συνδέσεις δοκών-υποστρωμάτων και την τοιχοποιία να εξασφαλίζει το φορέα έναντι πλευρικής ευστάθειας. Η τεχνική αυτή χαρακτηριζόταν για την απλότητα των υπολογισμών και την ταχύτητα ανέγερσης.

Στη συνέχεια εφαρμόστηκαν πλαισιακοί φορείς με άκαμπτες συνδέσεις, ελαφρύτερη τοιχοποιία και και κατακόρυφους συνδέσμους για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων. Στη Ευρώπη, και για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το 2ο Παγκόσμιο Πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα λόγω έλλειψης χάλυβα, χαμηλών τιμών σκυροδέματος αλλά και λόγω του υψηλού κόστους πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά στην Ευρώπη από τις αρχές του 1980 με την υιοθέτηση των αμερικανικών μεθόδων διαχείρισης fast – track, με πρωτοπόρες την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες. Η ανέγερση ουρανοξυστών πραγματοποιείται μέχρι και σήμερα και παρατηρείται ιδιαίτερα στις πολυπληθείς χώρες της ΝΑ Ασίας. Η ευρύτερη εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια παρατηρείται στην Ιαπωνία όπου λόγω των αυξημένων απαιτήσεων αντισεισμικότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά. Στις ΗΠΑ το αντίστοιχο ποσοστό είναι 50%. Η Ευρώπη υστερεί συγκριτικά με την Ιαπωνία και τις ΗΠΑ στη χρήση του χάλυβα σε ότι αφορά τα πολώροφα κτίρια με κατά μέσο όρο ποσοστό κτιρίων 33%. Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις παραπάνω εξελίξεις, αφού επί μεγάλο χρονικό διάστημα κυριάρχησε το οπλισμένο σκυρόδεμα ως δομικό υλικό. Από το τέλος του αιώνα σημειώνεται μία αξιόλογη δραστηριότητα σε σχέση με τις μεταλλικές κατασκευές κυρίως στη γεφυροποιία. Στην εποχή αυτή κατασκευάστηκε ένας μεγάλος αριθμός σιδηροδρομικών γεφυρών. Πριν το Β Παγκόσμιο πόλεμο παρατηρούνται αξιόλογες

κατασκευές, σιδηροδρομικοί σταθμοί, βιομηχανικοί χώροι, βιομηχανικά κτίρια και άλλες μικρότερης σημασίας κατασκευές. Μετά το τέλος του Β παγκοσμίου πολέμου κυριαρχεί η χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος σε κάθε είδους έργα με αποτέλεσμα τον περιορισμό της χρήσης του χάλυβα. Από τα μέσα του 1990 παρατηρείται αναγέννηση στην εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών και ραγδαία ανάπτυξή τους. Έτσι λοιπόν, άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων και ξενοδοχείων, πέρα από τις συνηθισμένες χρήσεις του σε βιομηχανικά, αγροτικά, εμπορικά και αθλητικά έργα. Σημαντικό ρόλο έπαιξε η καλή συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων κατά το μεγάλο σεισμό της Αθήνας το 1999. Επιπλέον, καταλυτικός παράγοντας στην ανάπτυξη των μεταλλικών κτιρίων στη χώρα μας αποτέλεσε η προετοιμασία των Ολυμπιακών Αγώνων της Αθήνας το 2004 καθώς η χρήση του χάλυβα στα έργα ήταν ευρεία.

## 1. 2 ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται στις κατασκευές πολιτικού μηχανικού αποτελεί κράμα σιδήρου (Fe) και μικρού ποσοστού άνθρακα (C) ( $\leq 1, 2\%$ ) και ονομάζεται δομικός χάλυβας. Οι συνήθεις δομικοί χάλυβες υφίστανται θερμικές και επιφανειακές κατεργασίες προκειμένου να αποκτηθούν ή να εξαφανισθούν αντίστοιχα επιθυμητές ή ανεπιθύμητες ιδιότητες. Οι κυριότερες από αυτές είναι η βαφή, η ανόπτηση και η επαναφορά. Για κάθε δομικό χάλυβα με την εκτέλεση τυποποιημένων εργαστηριακών δοκιμών σε τυποποιημένα δοκίμια προκύπτει η ακριβής μηχανική συμπεριφορά υλικού. Αυτή αρχικά είναι ελαστική και ακολούθως πλαστική. Η αντίσταση του υλικού χαρακτηρίζεται βάσει δύο σταθερών αντοχής, της τάσης διαρροής ( $f_y$ ) και της οριακής εφελκυστικής τάσης ( $f_u$ ). Ο Ευρωκώδικας 3 και οι συναρτημένες Ευρωπαϊκές προδιαγραφές παρέχουν με ακρίβεια τα χαρακτηριστικά αντοχής κάθε τύπου δομικού χάλυβα.

### ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ $f_y$ (N/mm<sup>2</sup>) ΚΑΙ $f_u$ (N/mm<sup>2</sup>) ΓΙΑ EN ΘΕΡΜΩ ΕΛΑΤΟΥΣ ΧΑΛΥΒΕΣ (EC3)

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
	t ≤ 40mm		80mm ≥ t ≥ 40mm	
EN 10025-2	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550



**Πίνακας 1 ονομάστικές Τιμές  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>) ΚΑΙ  $f_u$  (N/mm<sup>2</sup>) Για εν θερμώ ελάτους χάλυβα (EC3)**

Πηγή : ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3, ENV 1993-1-1/1992. Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα – Μέρος 1. 1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια

Τα μέλη τα οποία χρησιμοποιούνται στις κατασκευές χάλυβα είναι είτε ελατά (με πρότυπες σειρές διατομών), είτε συγκολλητά. Ο μηχανικός έχει έτσι την δυνατότητα επιλογής ενός από τους δύο τύπους διατομών προκειμένου να βελτιστοποιήσει τα τεθέντα στο αντίστοιχο τεχνικό έργο, κριτήρια σχεδιασμού.

Για τα μέλη του φορέα παραμετρική ανάλυσης (σύμμικτες δοκοί-υποστυλώματα-σύνδεσμοι δυσκαμψίας) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S235.

Συγκεντρωτικά, οι τιμές σχεδιασμού των ελαστικών σταθερών του χάλυβα είναι οι εξής:

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E=210.000 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$

Λόγος Poisson:  $\nu=0,3$

Πυκνότητα:  $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

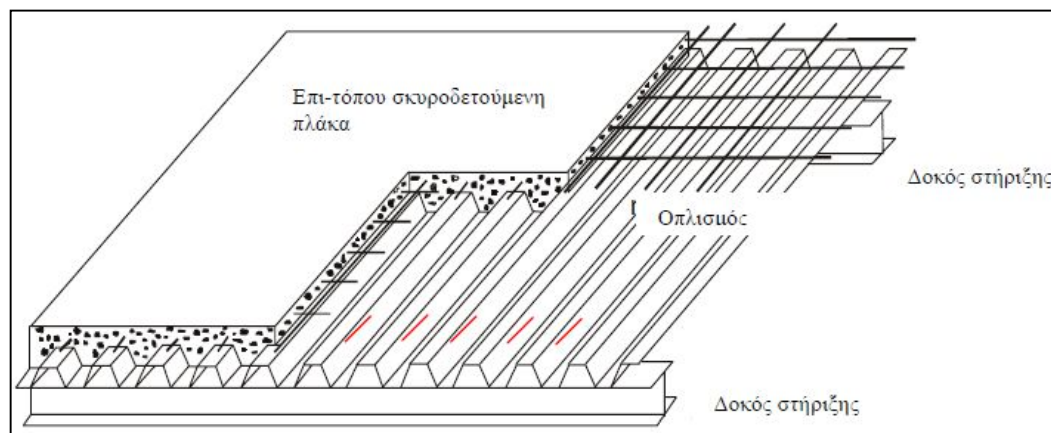
Όριο Διαρροής:  $f_y = 235000 \text{ kN/m}^2$

Εφελκυστική Αντοχή:  $f_u = 360000 \text{ kN/m}^2$  Συντελεστής Γραμμικής Θερμικής Διαστολής:  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$  ανά °C Μέτρο Διάτμησης:  $G = E/2 \cdot (1+\nu)$

Πηγή : ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3, ENV 1993-1-1/1992. Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα – Μέρος 1. 1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια

**1. 3 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ**

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από γαλβανισμένα αυλακωτά χαλυβδόφυλλα με πλάτος περίπου 1m και μήκος γύρω στα 6m. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυποι μέχρι την σκλήρυνση του σκυροδέματος, παραλαμβάνοντας και πρόσθετα φορτία (κατά τον κανονισμό ίσα με  $1.5 \text{ Kn/m}^2$  σε τυχούσα επιφάνεια  $3 \times 3 \text{ m}$  – ώστε να προκύψει η δυσμενέστερη φόρτιση – και  $0.75 \text{ Kn/m}^2$  στην υπόλοιπη επιφάνεια, π. χ λόγω του βάρους εργατών, εργαλείων κλπ). Οι έλεγχοι αντοχής και βέλους κάμψης για τα χαλυβδόφυλλα γίνονται συνήθως από τους κατασκευαστές, βάσει πειραμάτων. Μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, τα χαλυβδόφυλλα δρουν ως οπλισμός (μίας διεύθυνσης) της σύμμικτης πλάκας. Η συνάφεια χαλυβδόφυλλου-σκυροδέματος βελτιώνεται μέσω μικρών προεξοχών στην επιφάνεια του πρώτου, οι οποίες όμως μειώνουν κάπως την αντοχή και τη δυσκαμψία του. Σημειώνεται, πάντως, ότι η μείωση αυτή της αντοχής αντισταθμίζεται σε σημαντικό βαθμό από την αυξημένη αντοχή του χάλυβα (λόγω ψυχρής κατεργασίας) στις γωνίες των χαλυβδόφυλλων.



**Εικόνα 1. Σύμμικτη πλάκα με πρότυπα χαλυβδόφυλλα**

Πηγή : Σημειώσεις μαθήματος **ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**, ΠΜ - Παν. Πατρών

Ο σχεδιασμός των συμμίκτων πλακών παρουσιάζεται στο κεφ. 9 του Ευρωκώδικα 4. Ο κώδικας επικεντρώνεται στο σχεδιασμό συμμίκτων πλακών σε πολύροφα κτίρια, όπου γενικά εφαρμόζονται κυρίως στατικά φορτία, ή πλακών σε βιομηχανικά κτίρια όπου δρουν κινητά φορτία. Σύμμικτες πλάκες μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν σε κατασκευές που υποβάλλονται σε επαναλαμβανόμενη φόρτιση ή αιφνιδιαώς επιβαλλόμενα φορτία τα οποία προκαλούν δυναμικές επιδράσεις. Όμως, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες ώστε να αποφευχθεί διατάραξη της σύμμικτης δράσης. Το συνολικό ύψος  $h$  της σύμμικτης πλάκας δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 80 mm, ενώ το πάχος  $hc$  του σκυροδέματος πάνω από τις νευρώσεις του καταστρώματος πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 40 mm ώστε να διασφαλίζεται η πλάστικη συμπεριφορά της πλάκας και επαρκής επικάλυψη των ράβδων οπλισμού. Εάν η πλάκα δρά σύμμικτα με μία δοκό ή εάν χρησιμοποιείται ως διάφραγμα, το ελάχιστο συνολικό πάχος  $h$  είναι 90 mm και το ελάχιστο πάχος σκυροδέματος  $hc$  αυξάνεται σε 50 mm.

Το ονομαστικό μέγεθος των σκύρων εξαρτάται από την ελάχιστη διάσταση του στοιχείου επί του οποίου γίνεται η σκυροδέτηση, και δεν πρέπει να υπερβαίνει το ελάχιστο από:

- 0, 40  $hc$ , όπου  $hc$  είναι το πάχος σκυροδέματος πάνω από την νευρώση
- $bo/3$ , όπου  $bo$  είναι το μέσο πλάτος των νεύρων (ή το ελάχιστο πλάτος στα ανάποδα τραπεζοειδή)
- 31, 5 mm (κόσκινο C 31, 5).

Τα κριτήρια αυτά διασφαλίζουν ότι τα σκύρα θα διέλθουν εύκολα εντός των νευρώσεων. Οι σύμμικτες πλάκες απαιτούν ελάχιστο πλάτος στήριξης 75mm προκειμένου για χάλυβα-σκυρόδεμα και 100mm για άλλα υλικά

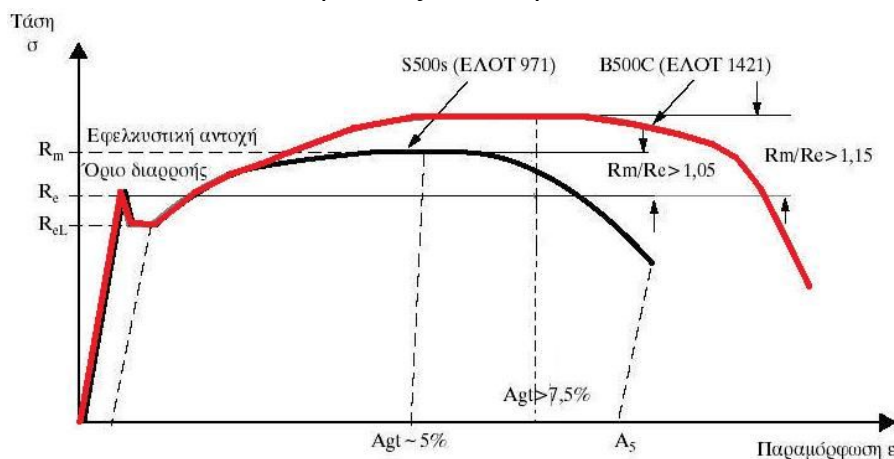
Στήν παρούσα εργασία δεν θα χρησιμοποιηθούν σύμμικτες πλάκες παρολαυτα διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στις κατασκευές .

## 1. 4 ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Είναι γνωστό ότι το σκυρόδεμα είναι υλικό με μικρή εφελκυστική αντοχή, γι' αυτό και η ανάληψη των εφελκυστικών δυνάμεων στις κατασκευές σκυροδέματος γίνεται από τον χάλυβα οπλισμού, που είναι σε μορφή ράβδων κυκλικής διατομής. Οι ράβδοι φέρουν συνήθως επιφανειακές νευρώσεις, οι οποίες βελτιώνουν τη συνάφεια (πρόσφυση) με το σκυρόδεμα μέσω μηχανικής αλληλοεμπλοκής.

Οι χάλυβες οπλισμού καλύπτονται από τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (2000), όπως αυτός συμπληρώνεται από τον Κανονισμό Τεχνολογίας Χαλύβων (Κ. Τ. Χ) Οπλισμού Σκυροδέματος (2000) και τα πρότυπα ΕΛΟΤ-959 και ΕΛΟΤ-971.

Οι ράβδοι οπλισμού είναι στοιχεία που φορτίζονται μονοαξονικά, γι' αυτό και η συμπεριφορά τους σε εφελκυσμό είναι άμεσου ενδιαφέροντος. Τυπικά διαγράμματα εφελκυστικών τάσεων-παραμορφώσεων για τις δύο κατηγορίες χαλύβων οπλισμού S500s και B500C, παρουσιάζονται παρακάτω.



**Εικόνα 2. Απλοποιημένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων ΕΛΟΤ1421-2, ΕΛΟΤ1421-3**

Πηγή: ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗΣ Α. Ε, 2007, ΕΛΟΤ 1421-2

**3. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα όρια των μηχανικών ιδιοτήτων των χαλύβων σε εφελκυσμό κατά ΕΛΟΤ1421-2 και ΕΛΟΤ1421-3 (Χαρακτηριστικές τιμές,  $X_k$ )**

Ιδιότητα	Τεχνική κατηγορία ποιότητας	
	B500A	B500C
Όριο διαρροής, $f_y$ (MPa)	$\geq 500$	$\geq 500$

Λόγος της πραγματικής προς την ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής, $f_{y, act} / f_{y, nom}$	-	$\leq 1, 25$
Λόγος της εφελκυστικής αντοχής προς το όριο διαρροής $f_t / f_y$	$\geq 1, 05$ ( $\geq 1, 03$ για $d < 6\text{mm}$ )	$\geq 1, 15$ $\leq 1, 35$
Συνολική ανηγμένη παραμόρφωση (επιμήκυνση) στο μέγιστο φορτίο $\epsilon_u$ (%)	$\geq 2, 5$ ( $\geq 2$ για $d < 6\text{mm}$ )	$\geq 7, 5$

Πίνακας 2 Όρια των μηχανικών ιδιοτήτων των χαλύβων σε εφελκυσμό κατά ΕΛΟΤ1421-2 και ΕΛΟΤ1421-3

Πηγή: ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗΣ Α. Ε, 2007, ΕΛΟΤ 1421-2

Οι τιμές σχεδιασμού για τον χάλυβα οπλισμού B500C που θα χρησιμοποιηθεί στο κτίριο μας είναι:

Ειδικό βάρος  $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$

Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής  $f_y = 500 \text{ Mpa (N/mm}^2)$

Μέτρο Ελαστικότητας  $E = 210000 \text{ Mpa}$  Λόγος Poisson  $\nu = 0, 3$

## 1.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να τα παραλάβει και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

### Μόνιμα Φορτία (G)

- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Ίδιο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κ. τ. λ. )

### Κινητά / Μμεταβλητά Φορτία (Q)

- Κινητά φορτία ορόφων
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού

### Τυχηματικά Φορτία

- Σεισμικά Φορτία

### 1. 5. 1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (G<sub>k</sub>)

Στις μόνιμες δράσεις με αντιπροσωπευτική τιμή G<sub>k</sub> περιλαμβάνονται:

- Το ίδιο βάρος της φέρουσας κατασκευής.
- Το βάρος του οργανισμού πλήρωσης, των επιστρώσεων και επικαλύψεων.
- Οι δράσεις που οφείλονται στην παρουσία υγρών ή άλλων υλικών με πρακτικά σταθερή στάθμη.

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές σχεδιασμού G<sub>d</sub> των μόνιμων δράσεων δίνονται από τη σχέση:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k$$

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_G$  των μόνιμων δράσεων για τις εξεταζόμενες οριακές καταστάσεις δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Οριακές καταστάσεις	Επιρροή Δράσης	
	Δυσμενής	ευμενής
Αστοχίας	1, 35	1, 00
Λειτουργικότητας	1, 00	1, 00

Πίνακας 3 Συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_G$  για μόνιμες δράσεις (EC1, 1991)

Πηγή : ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1,1991

### 1. 5. 2 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ (Q<sub>k</sub>)

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις), και να

προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Οι τιμές σχεδιασμού  $Q_d$  των κινητών φορτίων δίνονται απο την σχέση:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ ή } \gamma_Q \cdot \psi \cdot Q_k$$

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_Q$  των μεταβλητών φορτίων για τις εξεταζόμενες οριακές καταστάσεις δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Οριακές καταστάσεις	Επιρροή Δράσης	
	Δυσμενής	ευμενής
Αστοχίας	1, 50	0, 00
Λειτουργικότητας	1, 00	0, 00

Πίνακας 4 Συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_Q$  μεταβλητών φορτίων (EC0, 1990)

Πηγή : EC0, 1990

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  των μεταβλητών δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

ΔΡΑΣΗ	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0. 7	0. 5	0. 3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0. 7	0. 5	0. 3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0. 7	0. 7	0. 6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0. 7	0. 7	0. 6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	1. 0	0. 9	0. 8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30kN$ (κατηγορία F)	0. 7	0. 7	0. 6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30kN \leq W \leq 160kN$ (κατηγ. G)	0. 7	0. 5	0. 3
Στέγες (κατηγορία H)	0	0	0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000m$	0. 7	0. 5	0. 2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000m$	0. 5	0. 2	0

<b>Φορτία ανέμου</b>	0.6	0.2	0
<b>Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς)</b>	0.6	0.5	0

Πίνακας 5. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών Ψ για κτίρια (EC0, 1990)

Πηγή : EC0, 1990

### 1. 5. 3 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ

Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές, ως προς το χρόνο, δράσεις και θεωρείται ότι εφαρμόζονται άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και έμμεσα στις εσωτερικές λόγω του πορώδους των υλικών κατασκευής. Υπάρχει όμως και η περίπτωση να εφαρμόζονται άμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες από κάποιο άνοιγμα, π. χ. παράθυρο. Κατά τους υπολογισμούς, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι υπόλοιπες δράσεις (π. χ. χιόνι, πάγος, κυκλοφορία κλπ) ή αλλαγές (π. χ. ανοίγματα, πόρτες κλπ που δύναται να τροποποιήσουν την εξωτερική ή εσωτερική πίεση) που μπορούν να δράσουν στην κατασκευή και να τροποποιήσουν την επιφάνεια υπολογισμού των φορτίσεων. Σημειώνεται ότι οι κατασκευές που είναι ευαίσθητες σε δυναμικές καταπονήσεις σχεδιάζονται λαμβάνοντας υπόψη και την κόπωση. Επίσης, όταν μια επιφάνεια φορτίζεται από άνεμο παράλληλο προς την επιφάνεια, αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής οι οποίες, σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι αρκετά σημαντικές.

Έτσι, κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών, εξετάζουμε :

1. Τον τυρβώδη άνεμο ο οποίος δρα σε ολόκληρη την κατασκευή ή σε κάποιο τμήμα της.
2. Τις μεταβαλλόμενες δυνάμεις και τις μεταβαλλόμενες πιέσεις που προκαλούνται στην υπήνεμη πλευρά της κατασκευής.
3. Τις μεταβαλλόμενες δυνάμεις που προκαλούνται λόγω της κίνησης της κατασκευής από την δράση του ανέμου.

Η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

#### Εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κατασκευών και η οποία δρα κάθετα σε αυτές, υπολογίζεται από την σχέση :

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}$$

όπου :

- $w_e$  η πίεση του ανέμου στην εξωτερική επιφάνεια  
 $q_p(z_e)$  η πίεση ταχύτητας αιχμής  
 $z_e$  το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση  
 $c_{pe}$  ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

#### Εσωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κατασκευών και η οποία δρα κάθετα σε αυτές, υπολογίζεται από την σχέση :

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

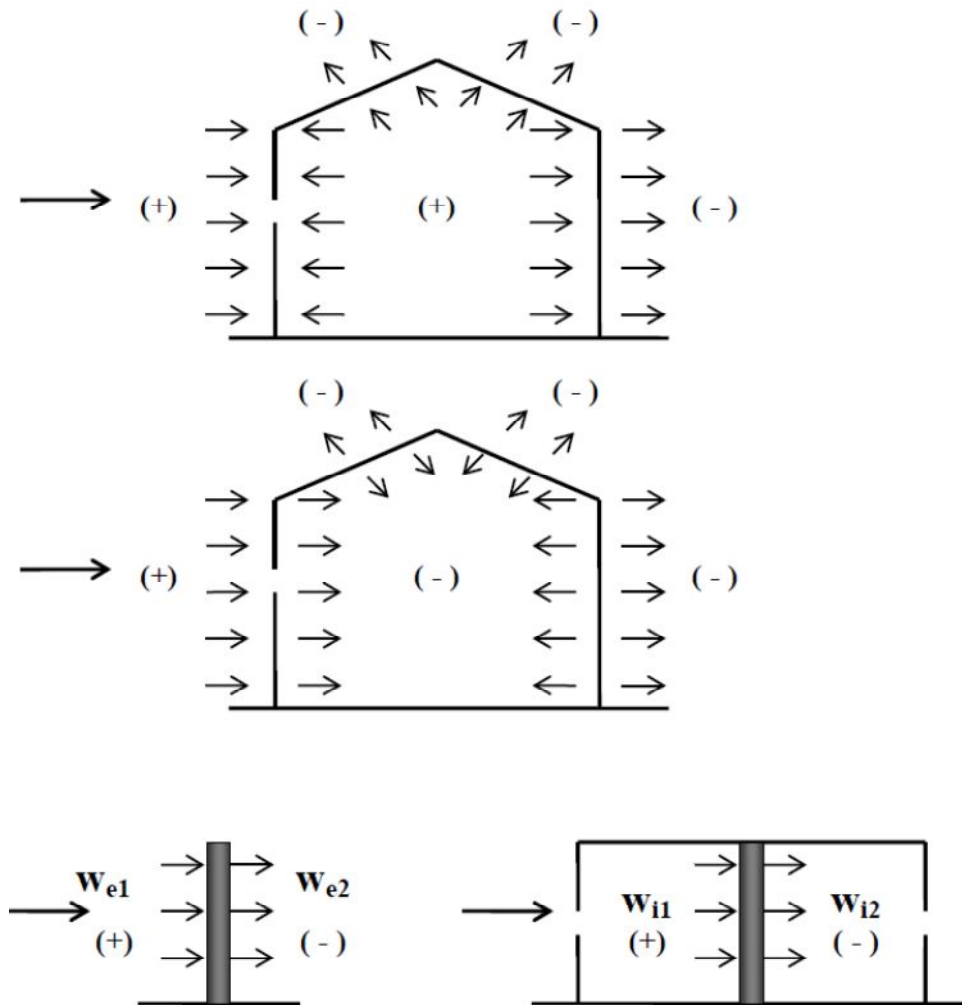
όπου :

- $w_i$  η πίεση του ανέμου στην εσωτερική επιφάνεια  
 $q_p(z_i)$  η πίεση ταχύτητας αιχμής  
 $z_i$  το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση  
 $c_{pi}$  ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

#### Τελική πίεση

Η τελική πίεση προκύπτει από τη διαφορά της εξωτερικής και της εσωτερικής πίεσης που ασκούνται στις επιφάνειες των κατασκευών. Έτσι, η πίεση που έχει φορά προς την επιφάνεια χαρακτηρίζεται ως θετική ενώ, η πίεση που απομακρύνεται από την επιφάνεια χαρακτηρίζεται ως αρνητική.





**Εικόνα 3. Πίεση του ανέμου επί των επιφανειών.**

Πηγή : (EC1, 1991)

### Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , που περιλαμβάνει διακυμάνσεις ταχύτητας του ανέμου μικρής διάρκειας, υπολογίζεται από την σχέση :

$$q_p(z) = [1 + 7 * \ell_v(z)] * 1/2 * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b$$

όπου:

$\rho$  η πυκνότητα του αέρα. Εξαρτάται από την θερμοκρασία, το υψόμετρο και την βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε κάποια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας και ισούται με  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

$\ell_v(z)$  η ένταση στροβιλισμού σε ύψος  $z$ .

$c_e(z)$  ο συντελεστής έκθεσης που ισούται με  $[q_p(z)/q_b]$

$q_b$  η βασική πίεση που ισούται με  $[1/2 * \rho * v_b^2]$

$v_b$  η βασική ταχύτητα του ανέμου και ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, σε κατηγορία εδάφους II και σε ύψος 10m, σύμφωνα με την σχέση  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$

όπου:

$c_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης που ισούται με 1, 00

$c_{season}$  ο συντελεστής εποχής που ισούται με 1, 00

$v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II. Για την χώρα μας ορίζεται, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, σε 33m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

### Συντελεστής τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας  $C_r(z)$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

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

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln(z_{min}/z_0) \text{ για } z \leq z_{min}$$

όπου:

$$k_r = 0,19 \left( \frac{z}{z_0} \right)^{0,07}$$

$z_0$  είναι το μήκος της ταχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,II}$  σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός

$z_{max}$  λαμβάνεται ίσο με 200 m

### Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$C_t = 1 \quad \text{για } \Phi < 0,05$$

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

$$C_t = 1 + 0,6 \cdot s \quad \text{για } \Phi > 0,3$$

όπου:

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

$\Phi = H \cdot u/L$  είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

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

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_\theta(z) \cdot v_b$$

όπου:

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας.

$c_\theta(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

#### Δυναμικός Συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο παραμέτρους, την παράμετρο  $c_s$ , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στην δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και την δυναμική παράμετρο  $c_d$ , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός Συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, το ύψος και το πλάτος της και η τιμή του προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα).

#### 1.5.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EC1. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Στην περίπτωση μας το φορτίο του χιονιού στην στέγη θα προσδιοριστεί από την σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

όπου

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου.

$S_{k, \theta}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (δηλ. για  $A=0$ ).

$C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης.

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

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $kN/m^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ( $A$ ), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k, 0} \times (1 + (A/917)^2)$$

όπου:

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

### 1. 5. 5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ. τ. λ.).

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

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

#### Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

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

#### Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $A$  που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση  $A = a \times g$ .

Ζώνη επικινδυνότητας	σεισμικής	I	II	III
<b>α</b>		0, 16	0, 24	0, 36

Πίνακας 6 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Πηγή: (ΕΑΚ, 2000)



**Εικόνα 4. Χάρτης Σεισμικής επικινδυνότητας**

Πηγή: (ΕΑΚ, 2000)

#### Κατηγορία εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ, σύμφωνα με τον Πίνακα 3. 2 του Ευρωκώδικα 8, οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχόεις ή ημιβραχόεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό υλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσιμπεσιμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσιμπεσιμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Πυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστικότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοειδή εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλίσεις καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.

Πίνακας 7 Κατηγορίες Εδαφών (EC8, 1998)

Πηγή: EC8, 1998

Συντελεστής σπουδαιότητας

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

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_I$
I	Μικρής σπουδαιότητας για την δημόσια ασφάλεια	0, 80
II	Σύνηθες	1, 00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (σχολεία, χώροι	1, 20

	συνάρθρωσης κοινού)	
<b>IV</b>	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική προστασία (νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1, 40

Πίνακας 8 Συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων (EC8, 1998)

Πηγή:EC8, 1998

#### Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίδονται στον παρακάτω Πίνακα (Εικόνα 3), ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΕΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

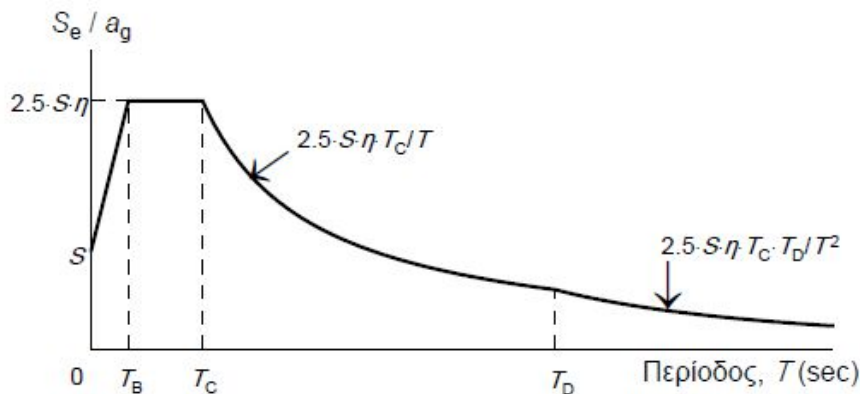
**Εικόνα 5. Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q**

Πηγή:EC8, 1998

#### Φάσμα Σχεδιασμού

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις που γραφικά παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα.





**Εικόνα 6. Φασματική επιτάχυνση**

Πηγή :ΕΑΚ 2000

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

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου

$S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )

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

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

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

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$q$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta=0, 2$ .

Πηγή :ΕΑΚ 2000

### Στο συγκεκριμένο παράδειγμα ισχύει:

#### Βάρος και μάζα κτιρίου

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων [kN]	Μάζα επιπέδου [ton]
1:βάση	6.78	0.188E+04	0.168E+03

EC8-1 §3.2.4:

Το βάρος προκύπτει από την φόρτιση  $G+\psi^2Q$

Η μάζα προκύπτει από την φόρτιση  $G+\psi^2Q$

### Εικόνα 7 Βάρος και μάζα κτιρίου

#### *Ανάλυση φασματικής αποκρίσεως ( $M=1$ )*

#### Δεδομένα φάσματος τύπου 1

#### Φάσμα Σχεδιασμού Ευροκώδικα $S_d(T)$ (EN1998-1)

Σεισμική ζώνη = Z1

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_gR = 0.160g$

Κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση  $a_{vg} = 0.144g$

Σπουδαιότητα κτιρίου = II

Συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1.00$

Συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης  $S_t = 1.00$

Εδαφικός τύπος = B

#### **Παράμετροι της οριζ. συνιστώσας φάσματος**

Συντελεστής εδάφους  $S = 1.20$

Χαρακτηριστική περίοδος - οριζόντια  $T_B$  [sec] = 0.15

Χαρακτηριστική περίοδος - οριζόντια  $T_C$  [sec] = 0.50

Χαρακτηριστική περίοδος - οριζόντια  $T_D$  [sec] = 2.50

#### **Παράμετροι της κατακ. συνιστώσας φάσματος**

Χαρακτηριστική περίοδος - κατακόρυφα  $T_{vB}$  [sec] = 0.05

Χαρακτηριστική περίοδος - κατακόρυφα  $T_{vC}$  [sec] = 0.15

Χαρακτηριστική περίοδος - κατακόρυφα  $T_{vD}$  [sec] = 1.00

Συντελεστής ελαχίστου ορίου φάσματος  $\beta = 0.20$

Συντελεστής απόσβεσης  $\xi$  [%] = 4.00

Συντελεστές σεισμ. συμπεριφοράς οριζ.  $q_x = 3.00$

Συντελεστές σεισμ. συμπεριφοράς οριζ.  $q_z = 4.00$

Συντελεστής σεισμ. συμπεριφοράς κατακ.  $q_v = 1.50$

#### **Φορτίο ανέμου [EC1-1-4]**

A/A φόρτισης ανέμου : 1 - Διεύθυνση : +X - Εσωτερική υποπίεση

Βασική ταχύτητα ανέμου  $V_b = 27.0m/s$

Κατηγορία ανάγλυφου : II

Συντελεστής ορειογραφίας  $C_o = 1.00$

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $C_{pi} = -0.30$   
 Υψόμετρο βάσης για εφαρμογή ανεμοπίεσης = 0.00m  
 Ύψος κτιρίου από τη βάση εφαρμογής ανεμοπίεσης  $h = 7.70m$   
 Διάσταση κτιρίου εγκάρσια στον άνεμο  $b = 20.00m$   
 Διάσταση κτιρίου παράλληλη στον άνεμο  $d = 96.00m$   
 Διάσταση  $e = \min(b, 2h) = 15.40m$   
 Ζώνες πλαινών τοίχων για  $e < d$  : A, B, C  
 Είδος και γωνία κλίσης στέγης : Δίρριχτη,  $9.6^\circ$

### 1. 5. 6 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν την ασφάλεια του δομήματος και των περιεχομένων του καθώς και την ασφάλεια των ατόμων που το χρησιμοποιούν και περιλαμβάνουν :

1. Απώλεια στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή του συνόλου της κατασκευής θεωρούμενης ως στερεού σώματος
2. Μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό
3. Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές: α) έναντι ορθών εντατικών μεγεθών (ροπή κάμψης και / ή αξονική δύναμη) β) έναντι διατμητικών καταπονήσεων, δηλαδή: • τέμνουσα • στρέψη • διάτρηση • συνάφεια, αγκύρωση.
4. Οριακές καταστάσεις λυγισμού και ύβωσης. Πρόκειται για οριακές καταστάσεις αστοχίας λόγω παραμόρφωσης του φορέα. Σε λυγισμό εξετάζονται οι γραμμικοί φορείς και σε ύβωση οι επιφανειακοί.
5. Οριακές καταστάσεις κόπωσης.

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται συγκρίνοντας ένα εντατικό μέγεθος από τις δράσεις σχεδιασμού  $S_d$ , με την αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού  $R_d$ , δηλαδή με τη τιμή του ίδιου εντατικού μεγέθους που μπορεί να αναλάβει το δομικό στοιχείο.

$$S_d \leq R_d$$

Οι τιμές σχεδιασμού προκύπτουν από τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων:

- Συνδυασμός βασικών δράσεων  $S_d = \gamma_{G, j} G_{k, j} + \gamma_{Q, 1} Q_{k, 1} + \Sigma \gamma_{Q, i} \psi_{0, i} Q_{k, i}$
- Συνδυασμός τυχηματικών δράσεων  $S_d = \Sigma \gamma_{GA, j} G_{k, j} + A_d + \psi_{1, 1} Q_{k, 1} + \Sigma \psi_{2, i} Q_{k, i}$
- Στις τυχηματικές δράσεις εντάσσεται και ο σεισμός ο οποίος δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις ή/και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις. Εξάλλου, επιτρέπεται να μην εξετάζονται δυσμενείς φορτίσεις στον συνδυασμό με σεισμό (τόσο για μόνιμες όσον και για μεταβλητές δράσεις). Επομένως για τον σεισμό (E) εξετάζεται ο ακόλουθος συνδυασμός:

$$S_d = G_k + \psi_{2, i} Q_{k, i} + E$$

όπου:

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

$Q_{k, i}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας των μεταβλητών δράσεων

$Q_{k, i}$  είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των άλλων μεταβλητών δράσεων

$A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$\gamma_{G, j}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις  $G_{k, j}$

$\gamma_{GA, j}$  είναι όπως ο  $\gamma_{G, j}$ , αλλά για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού

$\gamma_{Q, i}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για τη μεταβλητή δράση  $Q_{k, i}$

$\psi_0$  είναι ο συντελεστής για μια τιμή σχεδιασμού μιας μεταβλητής δράσης

$\psi_1$  είναι ο συντελεστής για μια συχνή τιμή μιας μεταβλητής δράσης

$\psi_2$  είναι ο συντελεστής για μια οιοονεί-μόνιμη τιμή μιας μεταβλητής δράσης

$E$  είναι η σεισμική δράση.

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$  λαμβάνονται από τον πίνακα, ανάλογα με το αν η εφαρμογή τους έχει ευμενή ή δυσμενή επιρροή στην κατασκευή.

	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
<b>Ευμενές αποτέλεσμα <math>\gamma_{F, inf}</math></b>	1, 0	0
<b>Δυσμενές αποτέλεσμα <math>\gamma_{F, sup}</math></b>	1, 35	1, 5

**Εικόνα 8. Τιμές συντελεστών ασφαλείας για μόνιμες και μεταβλητές δράσεις**

Πηγή :Ευρωκώδικας 1, 1991, - Δράσεις επί των Κατασκευών

Η αντοχή σχεδιασμού  $R_d$  ενός μέλους προκύπτει από τη χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του,  $R_k$  διαιρεμένη με έναν συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_M$ , δηλαδή:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι συντελεστές ασφαλείας για διάφορα υλικά και περιπτώσεις.

	<b>ΥΛΙΚΟ</b>	<b>ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b>
	Σκυρόδεμα	$\gamma_c = 1.50$
	Χάλυβας οπλισμού	$\gamma_s = 1.15$
	Χάλυβας πτυχωτών χαλυβδόφυλλων	$\gamma_{ap} = 1.10$
	Χαλύβδινες διατομές κατ. 1, 2, 3	$\gamma_{M0} = 1.10$
	Χαλύβδινες διατομές κατ. 4	$\gamma_{M1} = 1.10$
	Αντοχή μελών σε λυγισμό	$\gamma_{M1} = 1.10$
	Αντοχή καθαρής διατομής σε θέση με οπές κοχλιών	$\gamma_{M2} = 1.25$
<b>ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ</b>	Αντοχή κοχλιών	$\gamma_{Mb} = 1.25$
	Αντοχή ήλων	$\gamma_{Mr} = 1.25$
	Αντοχή πειρών	$\gamma_{Mp} = 1.25$
	Αντοχή συγκολλήσεων	$\gamma_{MW} = 1.25$

Πίνακας 9 Συντελεστές Ασφαλείας

Πηγή :Ευρωκώδικας 1, 1991, - Δράσεις επί των Κατασκευών

### 1. 5. 7 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αντιστοιχούν σε συνθήκες πέρα από τις οποίες δεν πληρούνται οι προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις λειτουργικότητας για ένα δόμημα ή ένα στοιχείο του. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που μπορεί να απαιτείται να εξετάζονται περιλαμβάνουν:

- τις παραμορφώσεις και μετατοπίσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση ή την αποτελεσματική χρήση του δομήματος (συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας μηχανημάτων ή εγκαταστάσεων) ή προκαλούν ζημιές στα τελειώματα ή στα μη- φέροντα στοιχεία,
- τις δονήσεις που προκαλούν δυσάρεστο αίσθημα σε πρόσωπα, ζημιές στο δόμημα ή στα υλικά που αυτό φέρει ή περιορίζουν την λειτουργική αποτελεσματικότητά του,
- τις βλάβες (συμπεριλαμβανομένης της ρηγμάτωσης) που ενδέχεται να επηρεάζουν αρνητικά την εμφάνιση, την ανθεκτικότητα στην διάρκεια του χρόνου ή την λειτουργία του δομήματος,
- παρατηρήσιμες βλάβες που προκλήθηκαν από κόπωση ή άλλες επιρροές εξαρτώμενες από τον χρόνο.

Συγκεκριμένα, πρέπει να ελέγχεται ότι :

$$Ed \leq Cd$$

όπου:

$C_d$  είναι μια ονομαστική τιμή ή μια συνάρτηση ορισμένων ιδιοτήτων σχεδιασμού υλικών που σχετίζονται με τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των θεωρούμενων δράσεων, και

$E_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος της δράσης (π. χ. μετατόπιση, επιτάχυνση), που προσδιορίζεται με βάση έναν από τους παρακάτω συνδυασμούς:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με μια μεταβλητή δράση  $Q_{k, 1}$   

$$E_d = \Sigma G_{k, j} + Q_{k, 1}$$
- Καταστάσεις σχεδιασμού με δύο ή περισσότερες μεταβλητές δράσεις  $Q_{k, i}$   

$$E_d = \Sigma G_{k, j} + 0.9 \Sigma Q_{k, i}$$

Τα μέγιστα επιτρεπόμενα οριζόντια και κατακόρυφα βέλη κάμψης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 δίνονται στους πίνακες 1 και 2 αντίστοιχα.

ΤΥΠΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ		ΜΕΓ. ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΒΕΛΗ ΚΑΜΨΗΣ
Ορθογώνια πλαίσια χωρίς γερανογέφυρες		$h / 150$
Άλλα μονόροφα κτίρια		$h / 300$
Πολύροφο κτίριο	Σε κάθε όροφο	$h / 300$
	Στην κατασκευή σαν σύνολο	$h_0 / 500$
<b>h: ύψος υποστυλώματος ή ορόφου, <math>h_0</math>: ολικό ύψος κατασκευής</b>		
ΦΟΡΕΑΣ		ΜΕΓ. ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΒΕΛΗ ΚΑΜΨΗΣ
Στέγες γενικά		$L / 200$
Στέγες φέρουσες συχνά προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση		$L / 250$
Πατώματα γενικά		$L / 250$
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα		$L / 250$
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα(εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπόψη στην		$L / 400$

καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης	
Όπου $\delta_{max}$ μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του Κτιρίου	$L / 250$
<b>L : το μήκος ανοίγματος</b>	

Πίνακας 10 . Μέγιστα επιτρεπόμενα κατακόρυφα βέλη κάμψης

Πηγή:(EC3, 1993)

Όσον αφορά τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, ο έλεγχος του μεγέθους των βελών κάμψης μπορεί να αποφεύγεται αν το στατικό ύψος,  $d$ , ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$d \geq (\alpha * L) / 30$$

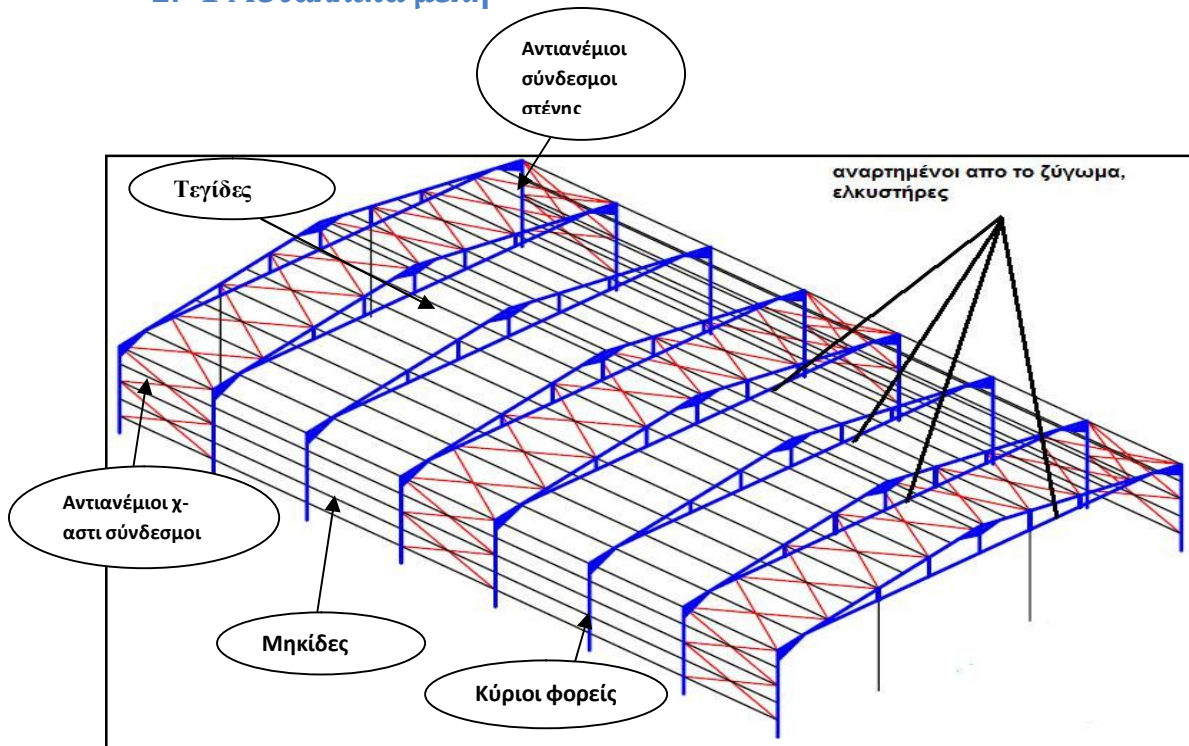
και εφόσον η πλάκα φέρει ευαίσθητα διαχωριστικά το πάχος,  $h$ , πρέπει να ικανοποιεί επιπλέον την συνθήκη:

$$h \geq (\alpha * L^2) / 150$$

όπου  $\alpha L$  είναι το θεωρητικό άνοιγμα της πλάκας.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup>

### 2. 1 Μεταλλικά μέλη



Εικόνα 9 μεταλλικά μέλη

Πηγή :ίδια επεξεργασία, Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Ο βασικός ρόλος των τεγίδων σε ένα μεταλλικό κτίριο είναι να μεταφέρουν τις δράσεις απο τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς. Επίσης, προσφέρουν πλευρική κάλυψη ως στοιχεία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι μεταξύ τους αποστάσεις είναι  $1, 30\mu \div 1, 40\mu$  και εξαρτώνται απο την αντοχή και δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, τη μόρφωση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, το είδος διατομής των τεγίδων και το μέγεθος των δράσεων.



Εικόνα 10. Λεπτότοιχες τεγίδες επι μεταλλικού ζυγώματος.

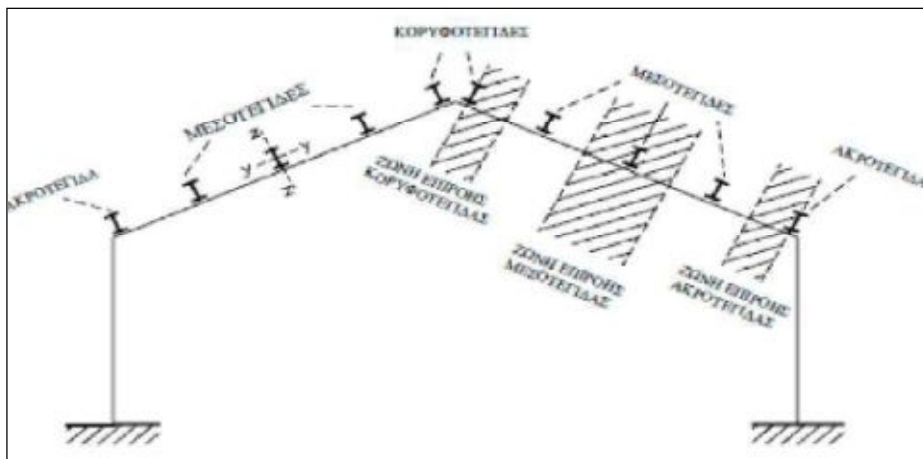
Πηγή :Διαδίκτυο, Fespa



## 2.2 Τεγίδες

Τα φύλλα επικάλυψης λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας στο επίπεδό τους και υπό την προϋπόθεση ότι είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων, προσφέρουν συνεχή στήριξη στο άνω πέλμα και παρεμποδίζουν τις πλευρικές του παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου τους. Η σωστή τοποθέτηση και επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζουν πλευρική αμεταθετότητα στο άνω πέλμα ενώ η αντίσταση των φύλλων σε περίπτωση στροφής της διατομής προσομοιώνεται με στροφικό ελατήριο.

Στις περιοχές όπου παρατηρείται τοπική αύξηση των φορτίων, όπως στις περιμετρικές ζώνες της οροφής ενός κτιρίου κατά τη δράση του ανέμου ή και επιφάνειες συσσώρευσης χιονιού επιδιώκεται κατ' αρχήν η τήρηση της γενικής διάταξης των τεγίδων και του ύψους τους και η τοπική χρησιμοποίηση τεγίδων με μεγαλύτερο πάχος ή πλατύτερα ελάσματα. Όταν δε γίνεται αυτό, οι τεγίδες διατάσσονται πυκνότερα. Στις περιπτώσεις χρήσης διατομών με μεταβαλλόμενο ύψος, επιβάλλεται η τοποθέτηση τάκων, προκειμένου η άνω επιφάνεια των τεγίδων να είναι στην ίδια στάθμη κατά μήκος του φορέα και να στηρίζει σωστά το επιστέγασμα.

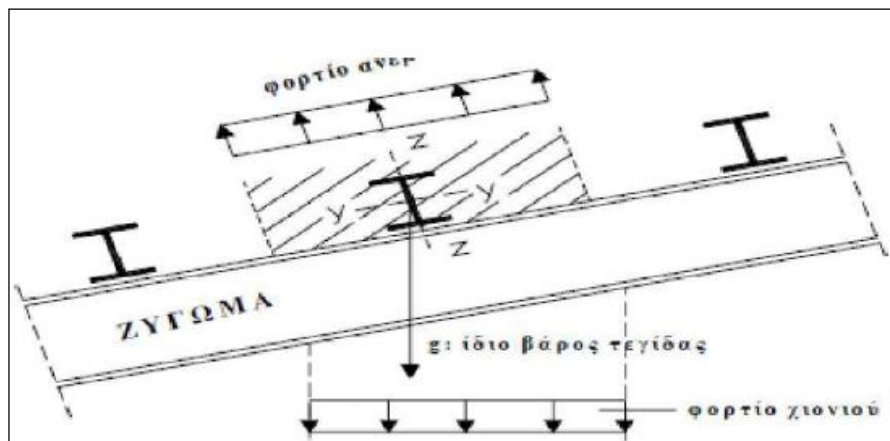


**Εικόνα 11. Ζώνες επιρροής τεγίδων**

**Πηγή :** Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη. Συνήθως υλοποιούνται από ελατές διατομές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, και συνηθέστερα οι ΙΡΕ. Χρησιμοποιούνται επίσης και διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη χρησιμοποιούνται πλατύπελμα I, συνήθως ΗΕΑ. Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές ΗΕΒ.

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί 2 ανοιγμάτων. Επίσης αρκετά συνηθισμένες είναι οι τεγίδες τύπου Gerber. Τα αμφιέριστα στοιχεία είναι πιο εύκολα στη σύνδεση και στην ανέγερση, όμως υπό το ίδιο φορτίο, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, παρουσιάζουν μεγαλύτερες καμπτικές ροπές και μεγαλύτερες παραμορφώσεις, δηλαδή χρειάζονται μεγαλύτερες διατομές. Τηγίδες συνεχείς επί 2 διαδοχικών ανοιγμάτων έχουν την ίδια μέγιστη καμπτική ροπή με τα αμφιαρθρωτά στοιχεία, όμως παρουσιάζουν μικρότερες παραμορφώσεις. Τηγίδες τύπου Gerber είναι συνεχείς τεγίδες με ενδιάμεσες αρθρώσεις.



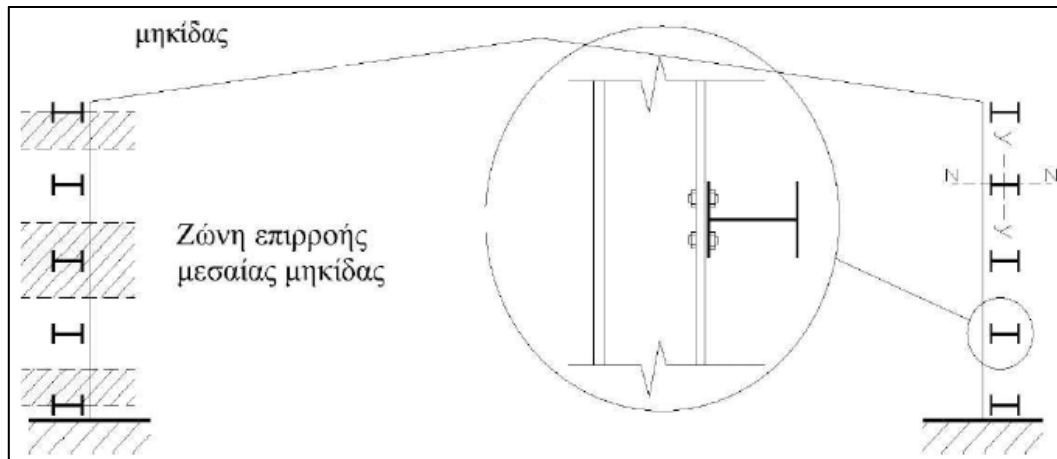
Εικόνα 12. Δράσεις σε τεγίδες υπο κλίση

Πηγή : Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

### 2.3 ΜΗΚΙΔΕΣ

Οι μηκίδες είναι δοκοί στήριξης της πλαγιοκάλυψης (χαλυβδόφυλλων κτλ.) και η κύρια λειτουργία τους είναι η παραλαβή της δράσης του πλευρικού ανέμου. Οι μηκίδες μπορούν να συμβάλουν και στη μείωση του μήκους λυγισμού των κατακόρυφων στοιχείων μόνο στη περίπτωση που συνδέονται με τους διαγώνιους συνδέσμους, οπότε θεωρείται ότι στηρίζουν το σύστημα και δεν συμπαρασύρονται κατά το λυγισμό του στύλου.

Κατασκευαστικά διαμορφώνονται ως αμφιέριστες δοκοί, για τα οριζόντια φορτία. Χρησιμοποιούνται όμως και ως αρθρωτές δοκοί, πάντα με ίδιες κατηγορίες, τύπους και μεγέθη διατομών αλλά και τύπους στηριγμάτων όπως οι τεγίδες. Συνηθέστερες αποστάσεις των μηκίδων είναι μεταξύ 1.5μ ÷ 2.5 μ. Το κάτω πέλμα τους εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών των υποστυλωμάτων, επιτυγχάνοντας έτσι την ενεργοποίηση και των δυο κύριων αξόνων αδράνειάς τους. Πιο συγκεκριμένα ο ισχυρός άξονας των μηκίδων παραλαμβάνει τον άνεμο, ενώ ο ασθενής άξονας παραλαμβάνει τα ίδια βάρη της πλαγιοκάλυψης και το ίδιο βάρος της μηκίδας, τα οποία μεταβιβάζει στα υποστυλώματα των κύριων φορέων.

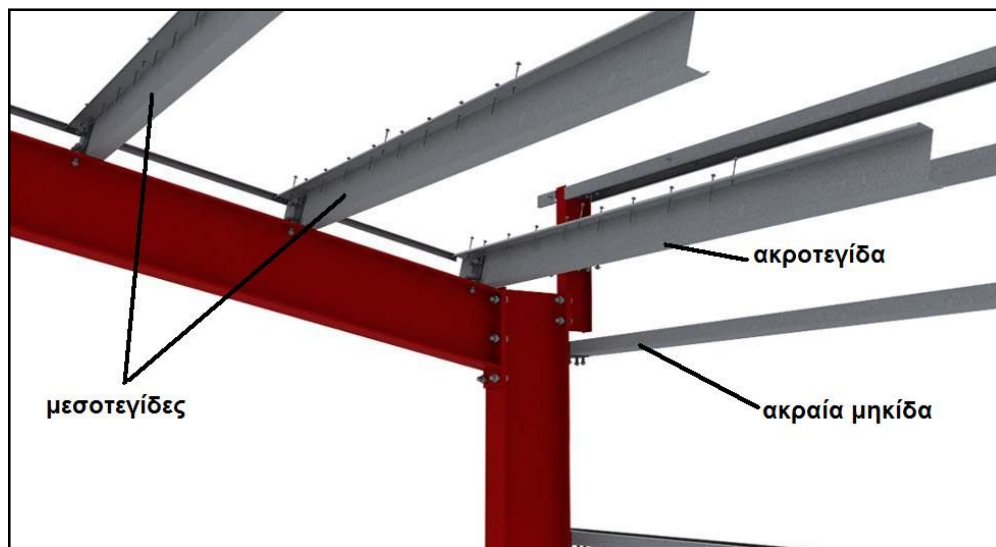


Εικόνα 13. Ζώνες επιρροής μηκίδων

Πηγή : Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Τέλος, ανάλογα με τη θέση τους επί των υποστυλωμάτων διακρίνονται σε:

- *Ακραίες μηκίδες* – βρίσκονται στο ύψος της ένωσης των υποστυλωμάτων-ζυγώματος και στο πόδα του κάθε υποστυλώματος.
- *Ενδιάμεσες μηκίδες* – βρίσκονται στα υπόλοιπα ενδιάμεσα ύψη.



Εικόνα 14. τρισδιάστατη απεικόνιση τεγίδων-μηκίδων

(Πηγή: Διαδίκτυο, Εικόνα απο Fespa)

## 2. 4 ΕΛΚΥΣΤΗΡΕΣ

Οι ελκυστήρες σε μια μεταλλική κατασκευή διακρίνονται σαν (i) ελκυστήρες πλαισίων και (ii) ελκυστήρες (ντίζες) τεγίδων. Από πλευράς καταπόνησης, οι ελκυστήρες θεωρούνται ως εφελκυστικά μέλη.

Οι ελκυστήρες των πλαισίων είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία, που αναρτώνται από το ζύγωμα, και τα οποία βελτιώνουν την συμπεριφορά των πλαισίων ενάντια της καμπτικής καταπόνησης που υφίστανται. Επίσης παρέχουν επαρκής δυσκαμψία στο πλαίσιο ενάντια στις οριζόντιες δράσεις (σεισμικές, ανέμου) που το καταπονούν και προσδίδουν προσωρινή ευστάθεια στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της. Οι συνήθεις διατομές που χρησιμοποιούνται είναι τετραγωνικές κοιλοδοκοί, κυκλικές Φ και διπλές γωνιακές.

Η κεντρική ιδέα της τοποθέτησης ντιζών στις τεγίδες είναι η μεταβίβαση σε ορισμένες από αυτές (για παράδειγμα τις κορυφοτεγίδες που καταπονούνται λιγότερο από τις υπόλοιπες) της όλης ώθησης της στέγης, ειδικά για μεγάλες τιμές της ώθησης στέγης, καθώς και στην περίπτωση που δεν εξασφαλίζεται μεγάλη σταθερότητα στο σύστημα τεγίδων – επιτεγίδων- επιστεγάσματος, ώστε να θεωρηθεί αυτό ως άκαμπτος φορέας ικανός να μεταβιβάσει την ώθηση επί της ακροτεγίδας.

Κάθε ελκυστήρας μεταφέρει λοιπόν αθροιστικά την εφελκυστική δύναμη που αντιστοιχεί σε όλες τις τεγίδες που βρίσκονται σε χαμηλότερη από αυτόν στάθμη: Έτσι, περισσότερο καταπονούμενος είναι ο ανώτερος ελκυστήρας, στο δεύτερο φάτνωμα από την κορυφαία τεγίδα, το άκρο του οποίου αγκυρώνεται με λοξούς ελκυστήρες κοντά στους κύριους φορείς. Οι ελκυστήρες αυτοί είναι συνήθως ράβδοι λείου σιδήρου Φ12 ή Φ16 (παλιότερα Φ16 ως και Φ25).



**Εικόνα 15. Σύνδεση τεγίδων μέσω ελκυστήρα (ντίζας)**

## 2. 5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ - ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα χαλύβδινα δομικά στοιχεία παράγονται από τη βιομηχανία σε συγκεκριμένα μήκη: οι μεν χαλύβδινες δοκοί σε μήκος συνήθως 12-16 m, οι δε χαλύβδινες πλάκες σε μήκη από 4x1, 5m έως 8x2, 5m. Είναι προφανές ότι μεγαλύτερης διαστάσεις στοιχεία δεν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν λόγω τεχνολογικών περιορισμών στην παραγωγή τους, δυσανάλογου κόστους και δυσκολιών μεταφοράς. Στην κατασκευή των χαλύβδινων φορέων, οι περιορισμοί αυτοί στα μήκη των χαλύβδινων μελών ξεπερνώνται με τη βοήθεια των συνδέσεων (connections). Έτσι από επί μέρους μονοδιάστατα ή δισδιάστατα χαλύβδινα στοιχεία μορφώνεται μέσω των συνδέσεων η τρισδιάστατη κατασκευή. Οι συνδέσεις χρησιμοποιούνται ώστε οι εσωτερικές εντατικές δυνάμεις της κατασκευής να μεταφερθούν από το ένα δομικό στοιχείο στο άλλο. Αξίζει να σημειωθεί ότι μια κατασκευή διαθέτει τόση αντοχή όση είναι η αντοχή του ασθενέστερου σημείου της, ενώ συχνά οι συνδέσεις αποτελούν τα ασθενέστερα σημεία μιας κατασκευής.

Οι συνηθέστεροι σήμερα τύποι συνδέσεων στις χαλύβδινες κατασκευές είναι οι κοχλιωτές (bolted connections) και οι συγκολλητές συνδέσεις (welded connections), ενώ παλαιότερα χρησιμοποιούνταν ευρέως και οι ηλωτές συνδέσεις (riveted connections). Ειδικότερα, οι κοχλιωτές συνδέσεις χρησιμοποιούνται στην πράξη πάρα πολύ συχνά λόγω της ευκολίας κατασκευής και ενσωμάτωσής τους στο φορέα, καθώς επίσης και της δυνατότητάς in situ μικροδιορθώσεων μέσω αυτών στα συνδεόμενα μέλη. Οι διάφοροι τύποι των κοχλιωτών συνδέσεων πέραν των συνδεόμενων μελών περιλαμβάνουν μεταξύ άλλων στοιχεία όπως είναι οι λεπίδες συνέχειας (cover plates), οι μετωπικές πλάκες (end plates) και τα γωνιακά σύνδεσης (cleats), ενώ σε καθέναν απ' αυτούς οι κοχλίες (bolts) χρησιμοποιούνται προκειμένου να ενωθούν με μηχανικό τρόπο τα συνδεόμενα χαλύβδινα μέλη. Η απόκριση μιας κοχλιωτής σύνδεσης είναι συνήθως περίπλοκη, καθώς η κατανομή των τάσεων σ' αυτήν και οι δυνάμεις των κοχλιών εξαρτώνται – πέραν του τύπου της κοχλίωσης – από την δυσκαμψία τόσο των κοχλιών, όσο και των άλλων συνδετήριων στοιχείων (λεπίδων κτλ).

## 2. 6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ

Τα μέλη των δικτυωμάτων καταπονούνται κυρίως από εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις. Γι' αυτό και οι διατομές των μελών ελέγχονται όπως και των μελών που αποτελούν τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Απειλούνται από τις ίδιες μορφές αστοχίας και συνδέονται μέσω ομάδας κοχλιών σε κατάλληλα διαμορφωμένα (με οπές) κομβοελάσματα.

Κατά των Ευρωκώδικα 8 (EC 8, 1994) και το NEAK (1995) προκειμένου για κοχλιωτές συνδέσεις που σχεδιάζονται σε πλάστιμα μέλη επιβάλλεται κατά τη διαστασιολόγηση μιας σύνδεσης να είναι καθοριστική η αντοχή σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών και όχι η αντοχή σε διάτμηση του κορμού των κοχλιών.

Η αντοχή σε σύνθλιψη της άντυγας της οπής προσδιορίζεται από τη σχέση:

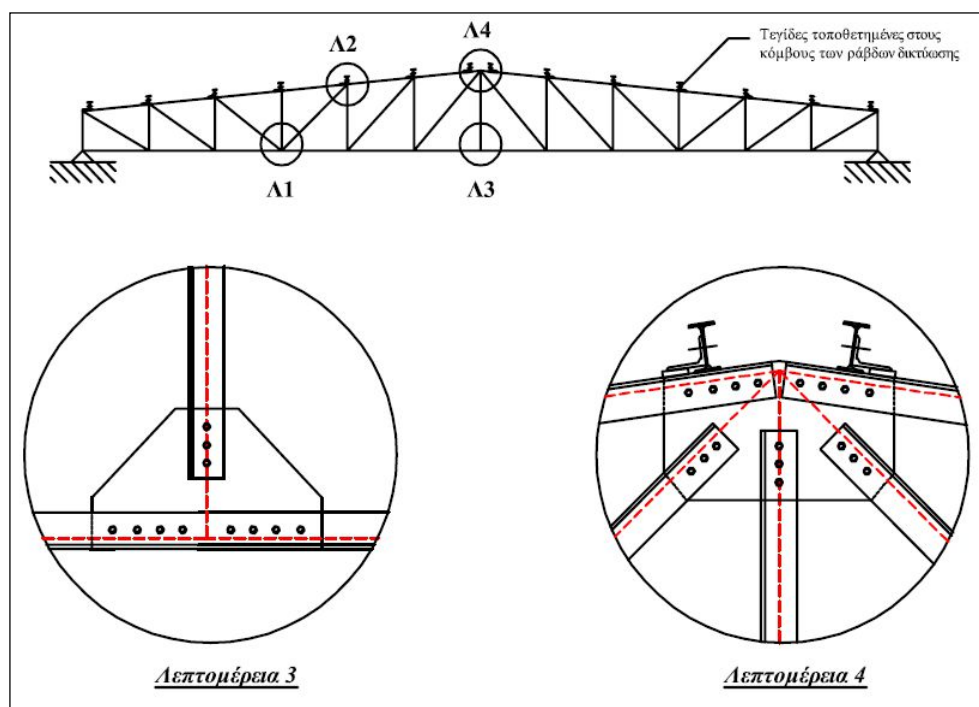
$$F_{bRd} = 2, 5 \cdot \alpha \cdot \sigma_u \cdot dt / \gamma_{Mb}$$

Όπου

$\sigma_u$  → είναι η τάση θράυσης των δύο συνδεομένων ελασμάτων

$t$  → είναι το πάχος του λεπτότερου εξ αυτών

$\alpha$  → μειωτικός συντελεστής συνδεόμενος με τις αποστάσεις  $e_1$ ,  $p_1$  ( $e_1$ -απόσταση οπής από την παρειά του ελάσματος και  $p_1$ -απόσταση μεταξύ των οπών)



Εικόνα 16. Συνδέσεις δικτυωτού ζυγώματος

Πηγή : Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

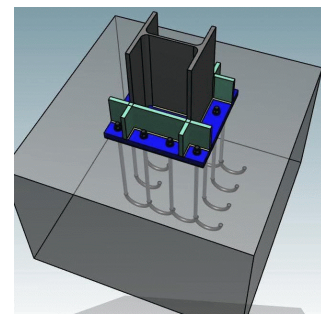
## 2.7 ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Η κατασκευή του υπόστεγου εδράζεται επί εδάφους μέσω της θεμελίωσης. Για την θεμελίωση του υπόστεγου είναι δυνατό είτε να κατασκευαστούν μεμονωμένα πέδιλα (σε κάθε θέση υποστυλώματος είτε κάναβος πεδילוδοκών (όπου τα υποστυλώματα συμπίπτουν με τους κόμβους του). Οποιαδήποτε λύση θεμελίωσης και αν επιλεγεί το σύνολο των υποστυλωμάτων εδράζονται επί των «λαιμών» των θεμελίων μέσω μεταλλική πλάκας έδρασης, η οποία είναι συγκολλημένη στο κάτω άκρο τους. Η

υπόψη πλάκα συνδέεται με την άνω παρειά του «λαιμού» του θεμελίου μέσω αγκυρίων κατασκευασμένα από χάλυβα, τα οποία είναι προτοποθετημένα εντός του θεμελίου, κατά την φάση της σκυροδέτησής τους. Επιπλέον, είναι δυνατό, εφόσον αυτό απαιτηθεί κατά την επίλυση της έδρασης, η τοποθέτηση ενισχυτικών πλακών στα πέλατα και στο κορμό της διατομής του υποστυλώματος. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ποιοτικά κάποιος ενδεικτικός τρόπος σύνδεσης.

Με βάση τα παραπάνω μπορούμε να κάνουμε τη θεώρηση μερικής πάκτωσης του υποστυλώματος επί της θεμελίωσης. Αυτό προκύπτει καθώς είναι δυνατό να μεταφερθεί κάθε είδος εντατικής κατάστασης από το υποστυλώμα στο θεμέλιο, πλην της ροπής γύρω από τον ασθενή άξονα της διατομής. Πιο συγκεκριμένα:

- Οι αξονικές δυνάμεις του υποστυλώματος μεταφέρονται μέσω αξονικών δυνάμεων των αγκυρίων
- Οι διατμητικές δυνάμεις του υποστυλώματος μέσω της διατμητικής έντασης των αγκυρίων και
- Οι ροπές του υποστυλώματος μέσω ανάπτυξης ζευγών αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια.



**Εικόνα 17. Έδραση μεταλλικού υποστυλώματος με αγκύρια**

Πηγή:<http://www.gsi-eng.eu/>

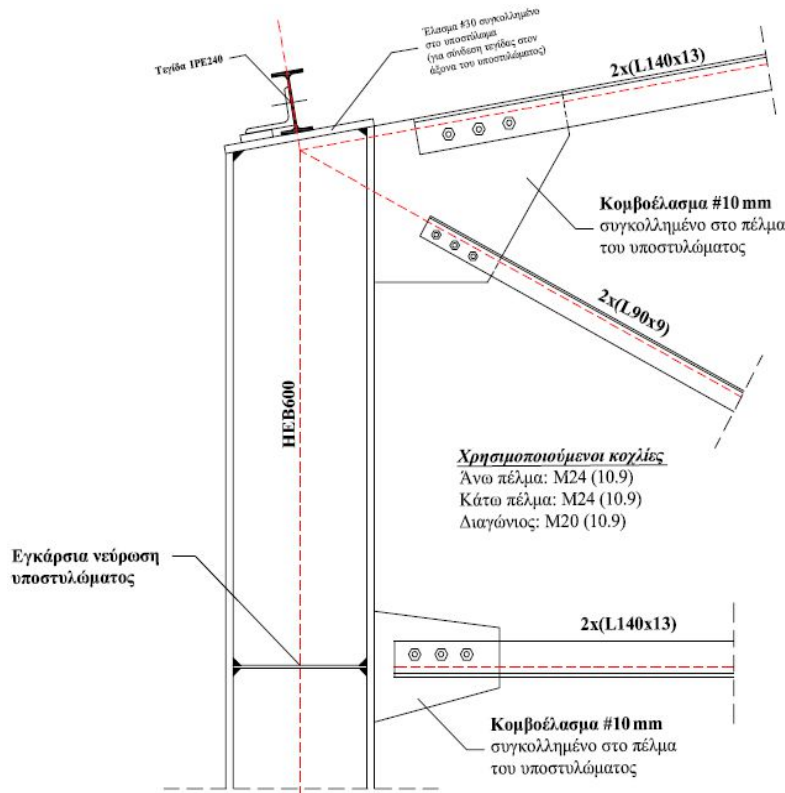
## 2. 8 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

υλοποίηση της σύνδεσης του δικτύωματος στο υποστυλώμα γίνεται με την χρήση πλευρικών λεπίδων (κομβοελασμάτων) και αποτελεί μια σχετικά πρόσφατη εξέλιξη. Αυτός ο τύπος γενικά χρησιμοποιείται όταν πρόκειται να μεταβιβαστούν οι ακραίες αντιδράσεις της δοκού στο υποστυλώμα, και χαρακτηρίζεται από χαμηλό κόστος κατασκευής και απλότητας στην ανέγερση. Αυτές οι συνδέσεις αποτελούνται από απλές πλάκες με εκ των προτέρων ανοιγμένες οπές οι οποίες συγκολλούνται ήδη από το εργοστάσιο στο πέλμα ή στο κορμό του στηρίζοντος υποστυλώματος.

Η διαδικασία σχεδιασμού που ακολουθείται είναι η εξής:

- έλεγχος της φέρουσας ικανότητας της ομάδας των κοχλιών οι οποίοι συνδέουν την πλευρική λεπίδα του κορμού με το κορμό της υποστηριζόμενης δοκού.
- έλεγχος της φέρουσας ικανότητας της πλευρικής λεπίδας του κορμού στην καθαρή διατομή έναντι κάμψης και διάτμησης.
- έλεγχος της φέρουσας ικανότητας της υποστηριζόμενης δοκού στη καθαρή διατομή.
- έλεγχος της αντοχής της συγκόλλησης οι οποία συνδέει τις πλευρικές λεπίδες κορμών στα στηρίζοντα υποστυλώματα.
- τοπικός διατηρητικός έλεγχος του κορμού του υποστυλώματος.
- έλεγχος της κοπτικής αντίστασης μεγάλων πλευρικών λεπίδων κορμών.
- έλεγχος επάρκειας της δομικής ασφάλειας.





**Εικόνα 18. Σύνδεση δικτυωτού ζυγώματος-ολόσωμου υποστύλωματος**

**Πηγή :** Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

## 2.9 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Σε μέλη που υπόκεινται σε αξονικές εφελκυστικές δυνάμεις στα άκρα των οποίων έχουν διανοιχτεί οπές για την πραγματοποίηση κοχλιωτών συνδέσεων δύο είναι οι πιθανές μορφές αστοχίας (Κουνάδης, 1998 και Dowling et al., 1988):

- i) Διαρροή του υλικού και ανάπτυξη περαιτέρω μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων, σε θέσεις που η διατομή είναι πλήρης και όπου η κατανομή των τάσεων μπορεί να θεωρηθεί ως ομοιόμορφη.
- ii) Θραύση του μέλους σε διατομή στην οποία έχουν διανοιχτεί οπές. Όπως είναι γνωστό σε τέτοιες θέσεις κατά την ελαστική φάση συμπεριφοράς παρατηρείται συγκέντρωση τάσεων παρά την παρεία της οπής τέτοια, ώστε να υπάρχει μεγάλη διαφορά μεταξύ των ακραίων τάσεων  $\sigma_1$  και  $\sigma_2$ , ο δε λόγος μεταξύ της μέγιστης τάσης  $\sigma_1$  προς την μέση τάση να είναι ίσος περίπου με 3, 0.

Η αντοχή του μέλους σε εφελκυσμό συνδέεται με τις αντοχές που αντιστοιχούν σε κάθε μια από τις προηγούμενες μορφές αστοχίας και λαμβάνεται ίση προς τη μικρότερη εκ των δύο. Ο Ευρωκώδικας 3 (EC3, 1992) προτείνει για τον υπολογισμό της αντοχής ράβδου σε εφελκυσμό την σχέση:

$$N_{t, Rd} = \min \{ A \cdot \sigma_y / \gamma_{M0}, 0, 9 \cdot A_{net} \cdot \sigma_u / \gamma_{M2} \}$$

Όπου:

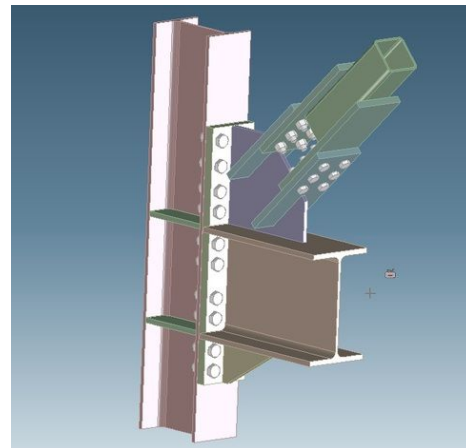
$A \rightarrow$  το εμβαδόν της πλήρους διατομής της ράβδου.

$A_{net} \rightarrow$  η καθαρή διατομή της ράβδου όπως αυτή προκύπτει μετά την αφαίρεση του εμβαδού των οπών.

$\sigma_y \rightarrow$  η τάση διαρροής του υλικού της ράβδου.

$\sigma_u \rightarrow$  η τάση θράυσης.

$\gamma_{M0}, \gamma_{M2} \rightarrow$  συντελεστές ασφαλείας, συνδεόμενοι με την αβεβαιότητα ως προς την ποιότητα του υλικού. (προτείνονται  $\gamma_{M0} = 1, 10, \gamma_{M2} = 1, 25$ )



Χαρακτηριστική περίπτωση στα συνήθη δομικά έργα από χάλυβα μελών καταπονούμενων αξονικά σε εφελκυσμό, από τα οποία προσδοκάται η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας μέσω της ανάπτυξης πλαστικών παραμορφώσεων (πλάστιμα μέλη), είναι οι διαγώνιοι ράβδοι των κατακόρυφων και οριζόντιων χιαστί συνδέσεων

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η δημιουργία πλαστικών παραμορφώσεων και να αποφευχθεί προηγούμενη ψαθυρή μορφή αστοχίας πρέπει η παραμόρφωση της ράβδου και των συνδέσεών της να γίνει κατά τρόπο που να οδηγεί σε αστοχία λόγω διαρροής.

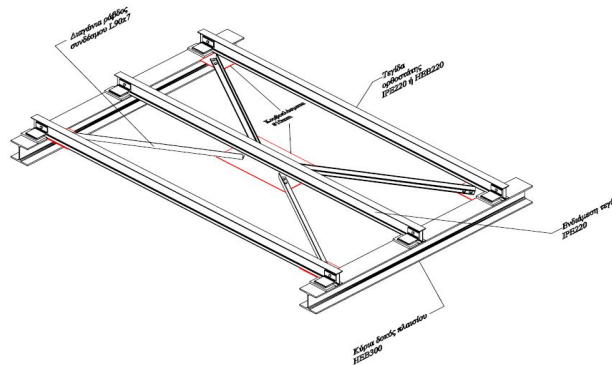
Με βάση τον Ευρωκώδικα 3 (EC 3, 1992), η παραπάνω απαίτηση εξασφαλίζεται όταν ικανοποιείται η σχέση:

$$(0, 90 \cdot A_{net} \cdot \sigma_u / \gamma_{M2}) \geq (A \cdot \sigma_y / \gamma_{M0})$$

Η σύνδεση των εφελκυσόμενων ράβδων γίνονται με την χρήση ομάδας κοχλιών, επιδιώκοντας κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών την τυχόν εξάντληση της αντοχής κοχλιωτής σύνδεσης σε πλάστιμο μέλος της κατασκευής μέσω του όλκιμου τρόπου αστοχίας.

19. Εικόνα Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου.

(Πηγή: Διαδίκτυο, Εικόνα απο Fespa)



Εικόνα 20. Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας

**Πηγή :** Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

## 2. 11 ΤΥΠΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατασκευαστικές διατάξεις που σχεδιάζονται και τοποθετούνται στις κατασκευές για ανάληψη των πλευρικών φορτίων ανέμου και σεισμού. Τα μέλη σ' ένα τέτοιο σύστημα υπόκεινται σε εφελκυσμό και θλίψη, ακριβώς όπως ένα δικτύωμα. Οι σύνδεσμοι αυτοί είναι πολύ σημαντικοί, όσον αφορά την ικανότητά τους να παρεμποδίζουν τις μετακινήσεις, ενώ παράλληλα σε ισχυρές σεισμικές κινήσεις πρέπει να εμφανίζουν την ικανότητα να απορροφούν ενέργεια χωρίς να αστοχούν απότομα.(χ-αστι). Διαχρονικά έχει δοθεί έμφαση στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του συνδέσμου, μέσω της χρήσης υψηλότερων φορτίων σχεδιασμού, έτσι ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι ανελαστικές απαιτήσεις των πλαισίων αυτών. Πιο πρόσφατα, έχουν προστεθεί και απαιτήσεις για αυξημένη πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

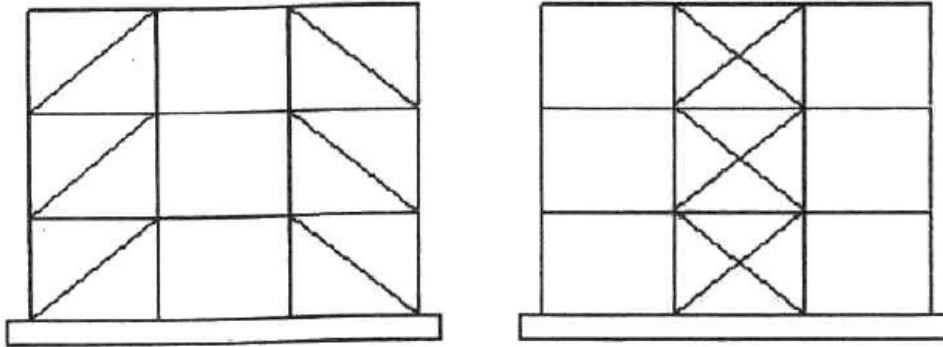
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορούν να διαχωριστούν στις εξής κατηγορίες:

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας με το ζύγωμα του φατνώματος σε:

α) *κεντρικούς CBF (Concentric Braced Frames)*

β) *έκκεντρους EBF (Eccentric Braced Frames)*

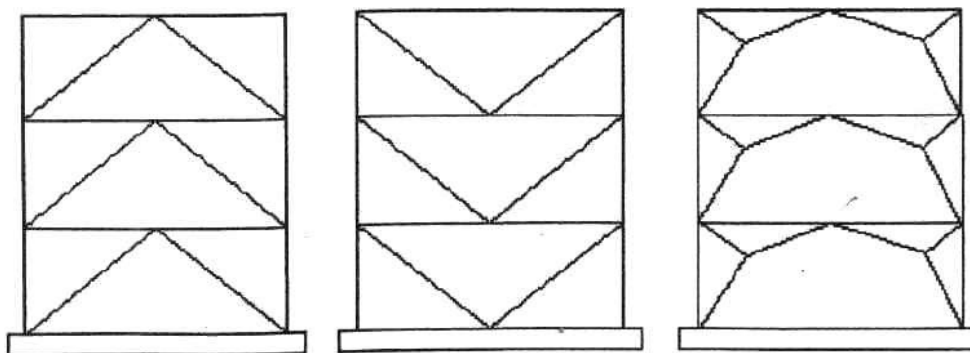
Κεντρικοί, είναι η μορφή που χρησιμοποιείται πιο συχνά στη πράξη. Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται οι απλοί / και χιαστί X διαγώνιοι και οι σύνδεσμοι τύπου V, Λ ή Κ. Οι σύνδεσμοι / και X έχουν στοιχεία κατά τη διεύθυνση της μίας ή και των δύο διαγώνιων του φατνώματος αντίστοιχα.



Εικόνα 21. Απλοί και χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς.

(Πηγή: Εργασία από 17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο-Επισκευές Κτιρίων, Νικολοπούλου & Τζουμανίκα, 2011)

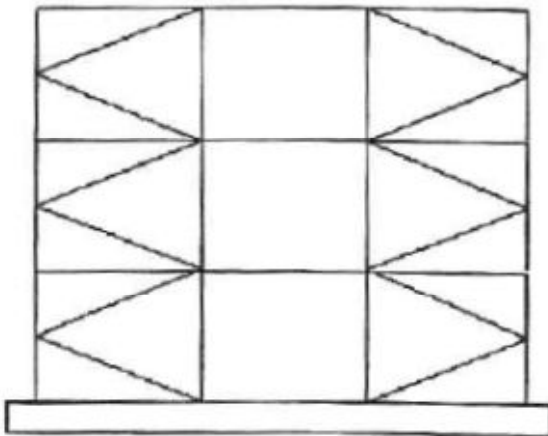
Αναλαμβάνουν μόνο πλευρικά φορτία τα οποία μεταφέρονται μέσω των συνδέσμων και καταπονούν αξονικά τα διαγώνια μέλη και τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται από το πλαίσιο. Κατά την διαστασιολόγησή τους θεωρείται ότι οι εφελκόμενες διαγώνιοι μόνο συνεισφέρουν στην ανάληψη των εναλλασσόμενων σεισμικών δυνάμεων ενώ οι θλιβόμενες προφανώς αγνοούνται. Κατά την εφαρμογή θλιπτικού φορτίου τα μέλη παραμορφώνονται πλευρικά και σχηματίζουν πλαστική άρθρωση



Εικόνα 22. Σύνδεσμοι τύπου V και Λ

(Πηγή: Εργασία από 17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο-Επισκευές Κτιρίων, Νικολοπούλου & Τζουμανίκα, 2011)

Οι σύνδεσμοι της μορφής V, Λ αποτελούνται από δύο στοιχεία ανά φάτνωμα που συντρέχουν σε ένα κοινό ενδιάμεσο σημείο της δοκού του πλαισίου. Το σημείο αυτό δεν παραβιάζει την στατική συνέχεια του ζυγώματος και συνεπώς δεν θεωρείται ως στήριξη. Ανάλογα με την θέση του σημείου σύνδεσης στο φάτνωμα, κάτω ή πάνω, ο σύνδεσμος ονομάζεται τύπου V και τύπου Λ αντίστοιχα. Η βασική διαφορά των συνδέσμων δυσκαμψίας V, Λ με τους χιαστί και τους απλούς συνδέσμους είναι ότι στον τύπο αυτό οι θλιβόμενες και οι εφλεκυόμενες διαγώνιοι αναλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις και συνεισφέρουν την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων.



**Εικόνα 23. Σύνδεσμοι τύπου K.**

(Πηγή: Εργασία από 17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο-Επισκευές Κτιρίων, Νικολοπούλου & Τζουμανίκα, 2011)

Αυτού του είδους οι σύνδεσμοι συνίστανται να αποφεύγονται διότι εισάγουν δυσμενή φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, δημιουργώντας κοντά υποστυλώματα λόγω της σύνδεσής τους με αυτά στο μέσον τους. Επιπλέον απαιτεί τη συμμετοχή του υποστυλώματος στην ανάπτυξη του μηχανισμού διαρροής. Με αυτόν τον τρόπο περιορίζεται η δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο-σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

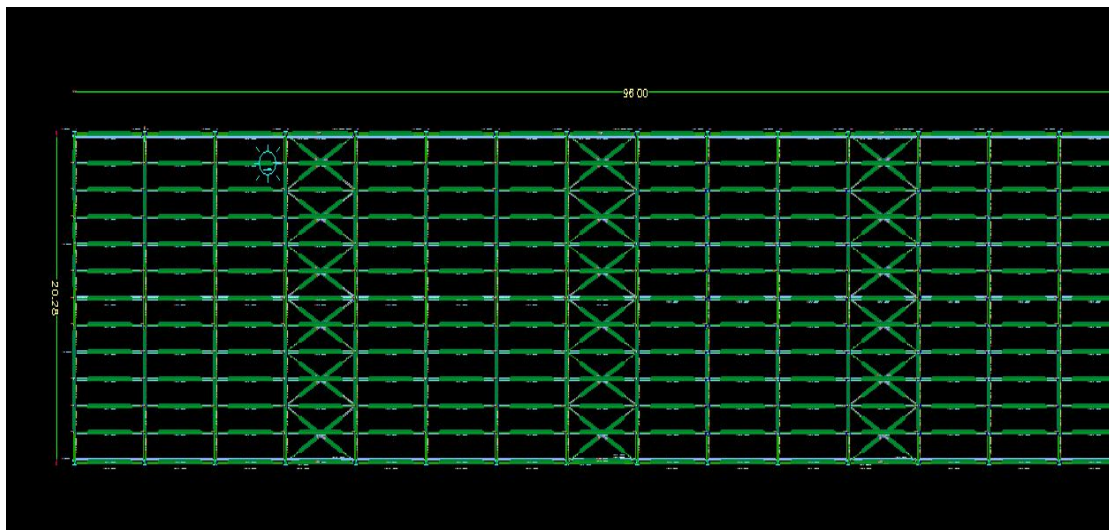
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup>

### 3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΕΡΓΟΥ

Το κτίριο που επιλέχθηκε για παραμετρική διερεύνηση είναι ένα τυπικό βιομηχανικό κτίριο. Πρόκειται για έναν ενιαίο χώρο μεγάλων διαστάσεων με μικρότερους βοηθητικούς χώρους. Ενδείκνυται ένας φορέας από χάλυβα, καθώς επιτρέπει τη δημιουργία χώρων μεγάλων ανοιγμάτων, χωρίς τη παρεμβολή ενδιάμεσων υποστυλωμάτων.

Η εν λόγω κατασκευή προβλέπεται να στεγάσει μια επιφάνεια συνολικού εμβαδού κάτοψης  $20 \times 96 \text{m} = 1920 \text{m}^2$  και ύψους 6m.

Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής συντίθεται από 17 πλαίσια, στα οποία συνδέονται και οι μετωπικοί στύλοι των προσόψεων. Στην προϋπάρχουσα μελέτη του κτιρίου, έχει επιλεγεί ως κύριος φορέας αμφιαρθρωτό δίκλινες πλαίσιο, με ύψος κορφιά  $h=7,70 \text{m}$ . Η κλίση της στέγης, συνεπώς, προκύπτει:  $s=(7,70-6)\text{m}/(20/2)\text{m}=11,3\%$ . Τη στέγη διατρέχουν συνολικά 14 τεγίδες (7 σε κάθε ημιζύγωμα), πλάτους επιρροής 1,65m η καθεμία.



### 3.2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Το πρόγραμμα *Fespa Μεταλλικά*, της εταιρείας LH Λογισμική, παρέχει τη δυνατότητα ανάλυσης και διαστασιολόγησης μεταλλικών ή σύμμεικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα.

Στο στατικό πρόγραμμα *Fespa Μεταλλικά* καλύπτονται όλοι οι έλεγχοι του EC3 στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Σε πολυώροφα κτίρια πραγματοποιείται, επίσης, ολοκληρωμένος αντισεισμικός υπολογισμός βάσει του

Ευρωκώδικα 8. Στο Fespa για μεταλλικές κατασκευές τα μέλη διακρίνονται βάσει της σκοπούμενης λειτουργίας τους σε π. χ. στοιχεία πλαισίου, τεγίδες θερμής ή ψυχρής έλασης, σύνδεσμοι X ή V/Λ, σεισμικοί σύνδεσμοι, ράβδοι δικτυώματος κ. α. Στο κάθε είδος αποδίδονται αυτόματα συγκεκριμένα στατικά χαρακτηριστικά π. χ. ελαστικές αρθρώσεις, αλλά και συγκεκριμένο πλαίσιο ελέγχων σύμφωνα με EC3 και EC8, π. χ. στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, πλαστιμότητα κλπ. ). Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής διατομής από μια ευρύτατη γκάμα, η οποία καλύπτει πρακτικά όλες τις πρότυπες διατομές που χρησιμοποιούνται σε Ελλάδα και Ευρώπη (I, H, L, U, T, κοίλες κ. α) ενώ υποστηρίζει και λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης.

Η εισαγωγή δεδομένων, γίνεται με την βοήθεια των σχετικών πινάκων για οικογένειες μεταλλικών διατομών βάσει της κατηγορίας και των διαστάσεων (IPE, HEB, HEA και 180, 200, 240 κλπ). Επίσης υπάρχει και η δυνατότητα περιγραφής διατομών και ο έλεγχος και η σχεδίαση μεγάλου αριθμού διαφορετικών μεταλλικών συνδέσεων βάσει του EC3-1-8.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση γίνεται σύμφωνα με τους εξής εφαρμοζόμενους κανονισμούς και διατάξεις:

**Ευρωκώδικα 3 - Υπολογισμός Κατασκευών από Χάλυβα ENV 1993-1-1/1992.**

**Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός – έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184β – 20 Δεκεμβρίου 1999.**

**Διόρθωση λαθών στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό(ΕΑΚ-2000), ΦΕΚ 423β – 12 Απριλίου 2001.**

**Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 781β – 18 Ιουνίου 2003.**

**Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000 λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας, ΦΕΚ 1154β – 12 Αυγούστου 2003.**

**Ευρωκώδικας 1 – Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές ENV 1991-1-1-1994.**

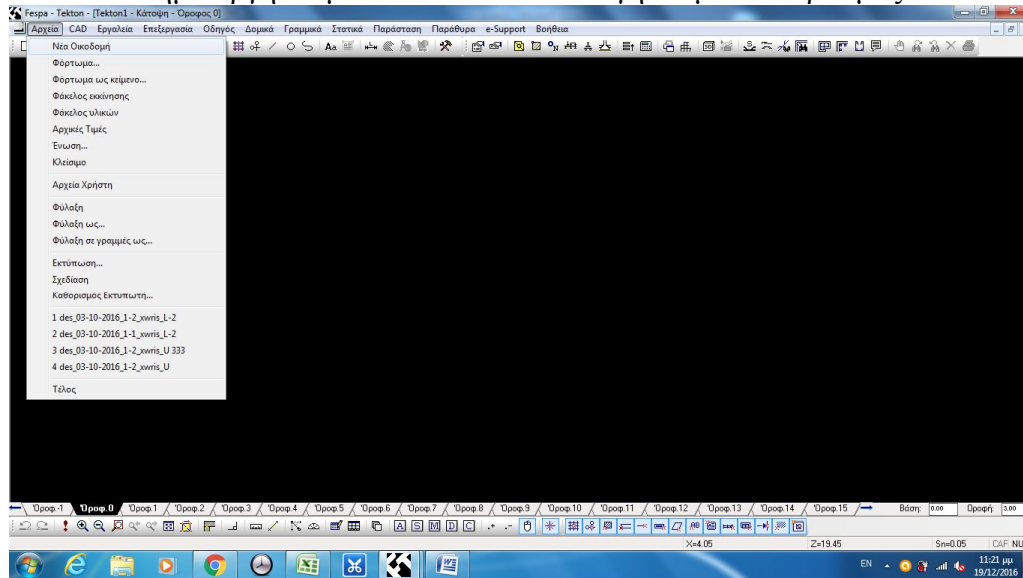
Η κατασκευή προσομοιώνεται ως πλαισιακός φορέας από ραβδωτά μέλη. Ο φορέας αποτελείται από πλαίσια με δοκούς, υποστυλώματα, πέδιλα και πεδιλοδοκούς που ενώνονται με κόμβους. Στατικά συστήματα, όπως δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα κ. λ. π. τα οποία μεταφέρουν φορτία σε τρεις διευθύνσεις, πρέπει να διακριτοποιηθούν σε έναν αριθμό μελών από ράβδους δύο κόμβων. Τα φορτία μπορούν να εφαρμόζονται ως καταναμημένα φορτία επί των ράβδων, οπότε ονομάζονται επιράβδια, ή ως συγκεντρωμένα φορτία σε κόμβους, οπότε λέγονται επικόμβια. Το μέλος δοκού – ράβδου (στύλος) είναι ένα δομικό μέλος που έχει μια σταθερή, διπλά συμμετρική, διατομή καθ' όλο το μήκος του. Στη συνέχεια, αφού ο χρήστης καθορίσει το είδος της διατομής και του υλικού, ορίζει τα επιβαλλόμενα εξωτερικά φορτία.

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος με την οποία έχει την δυνατότητα να επιλύσει το **FESPA Μεταλλικά** βασίζεται στη μητρική μέθοδο των παραμορφώσεων και η δυναμική φασματική μέθοδος στηρίζεται στην εύρεση των ανεξάρτητων ιδιομορφών


μιας σειράς μονοβάθμιων συστημάτων. Οι ιδιομορφές που χρησιμοποιούνται ορίζονται επιλεκτικά από τον χρήστη.

### 3.3 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

1. Αρχικά στο πρόγραμμα επιλέγουμε την καρτέλα Αρχείο =>Νέα οικοδομή για να δημιουργήσουμε και να διαστασιολογήσουμε το κτίριο μας.

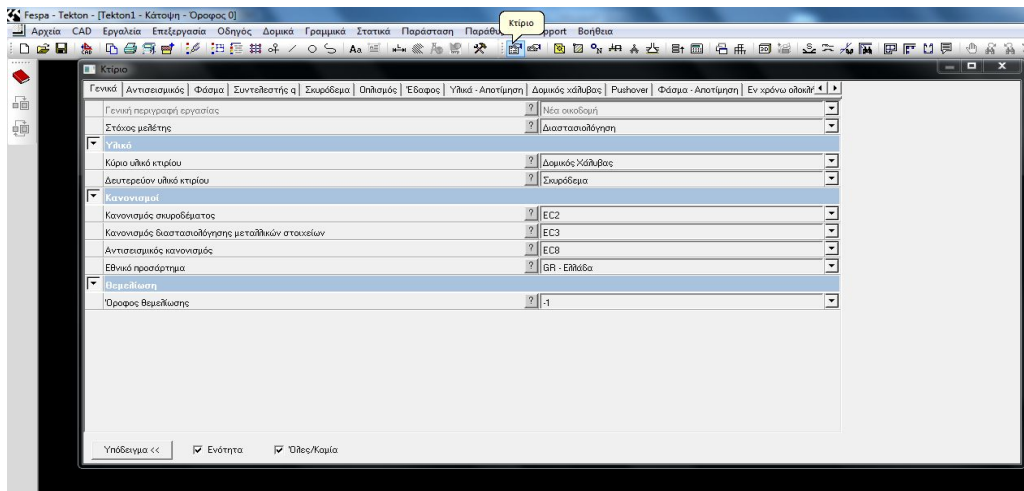


Εικόνα 24 Αρχείο =>νεα οικοδομή

2. Στην καρτέλα κτίριο  μπορούμε να επιλέξουμε τις ιδιότητες του κτιρίου εδώ δίνονται τα χαρακτηριστικά στοιχεία και τις ποιότητες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή, τις παραμέτρους του φάσματος σχεδιασμού για την εφαρμογή του Αντισεισμικού Κανονισμού (ζώνη, σπουδαιότητα), καθώς και τα χαρακτηριστικά του εδάφους (επιτρεπόμενη τάση, κλπ).

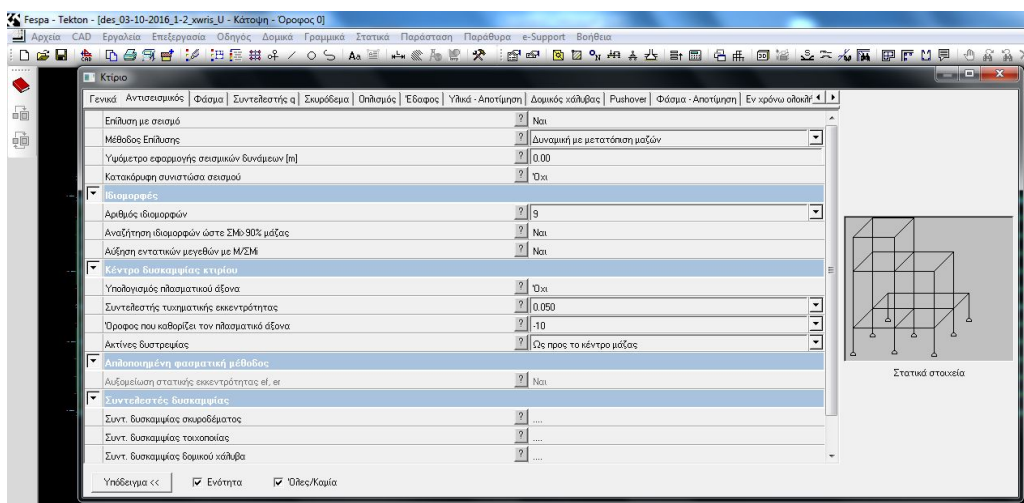
Στη συγκεκριμένη Περίπτωση θα χρησιμοποιηθεί Δομικός χάλυβας ως κύριο υλικό κτιρίου και θα τηρηθούν οι κανονισμοί σκυροδέματος EC2 , κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών στοιχείων EC3 και ο αντισεισμικός κανονισμός EC8





Εικόνα 25 Κτίριο

3. Στη καρτέλα Αντισεισμικός κανονισμός μπορούμε να επιλέξουμε εάν θα γίνει επίλυση με σεισμό ή όχι καθώς και τη μέθοδο επίλυσης στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται να γίνει στην επίλυση με σεισμό και η μέθοδος επίλυσης η διατομή με μετατόπιση μαζών

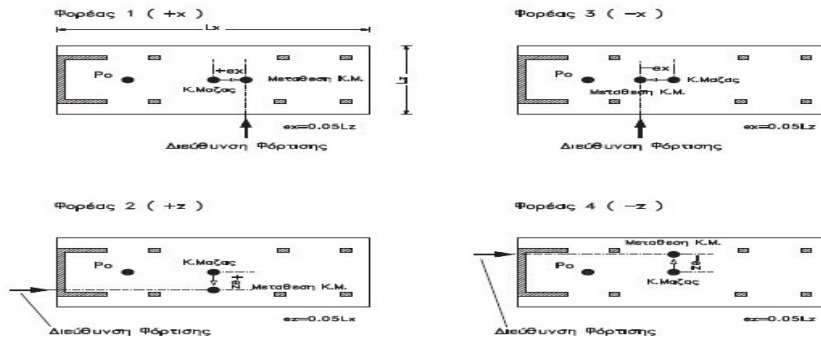


Εικόνα 26 Αντισεισμικός κανονισμός

Στη Δυναμική με μετατόπιση μαζών που επιλέχτηκε το κέντρο μάζας κάθε λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ai} = 0.05 \cdot L_i$ , όπου:

$L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

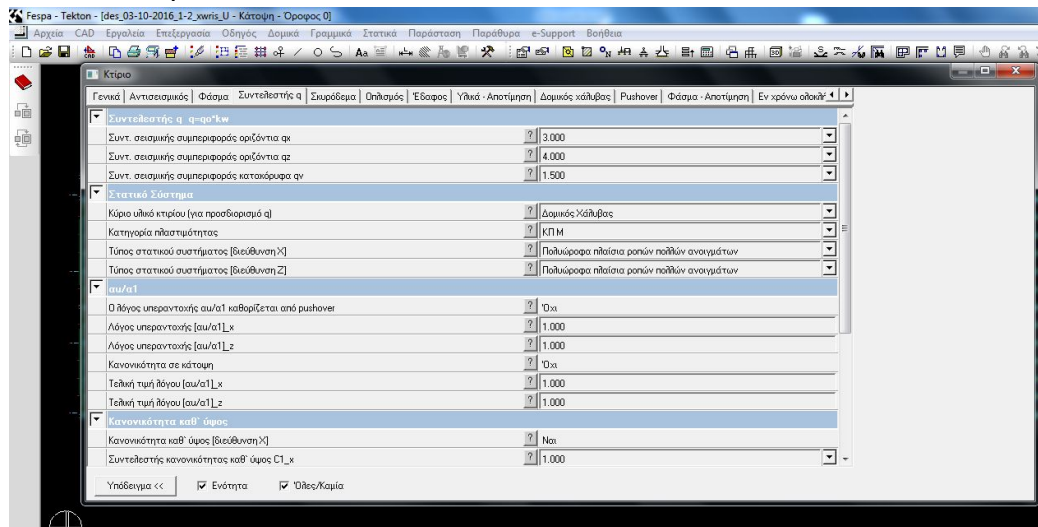
Με την μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα και στην ανελαστική ανάλυση (pushover).



Εικόνα 27 Οι τέσσερις φορείς που προκύπτουν από την μετατόπιση μαζών

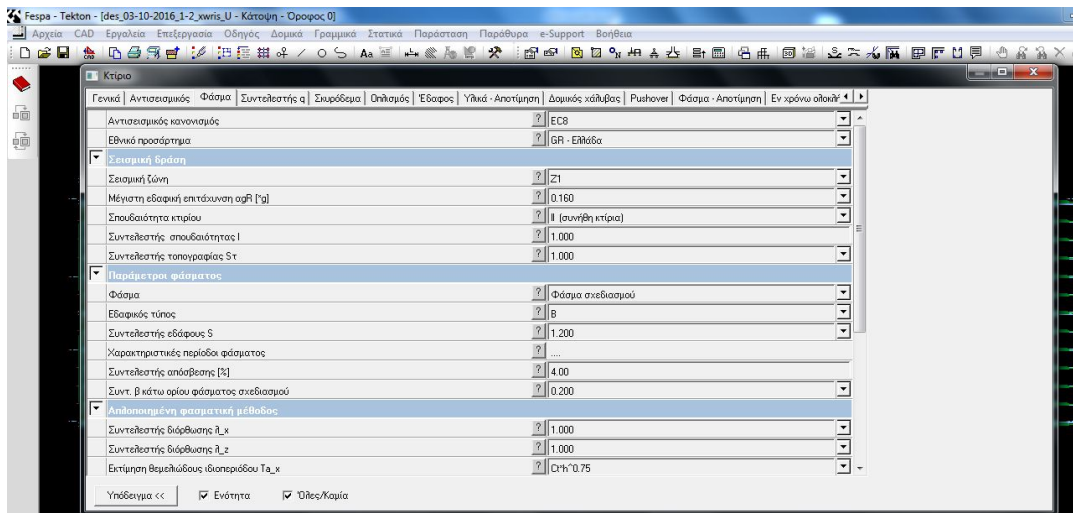
Πηγή :manual FESPA

4. Συντελεστής  $q$  Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια  $q_x$ ,  $q_z$  είναι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς EC8-1 §3.2.2. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχτηκε  $q_x = 3.00$ ,  $q_z = 4.00$ ,  $q_y = 1.50$ , **ΚΠΜ**: Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση



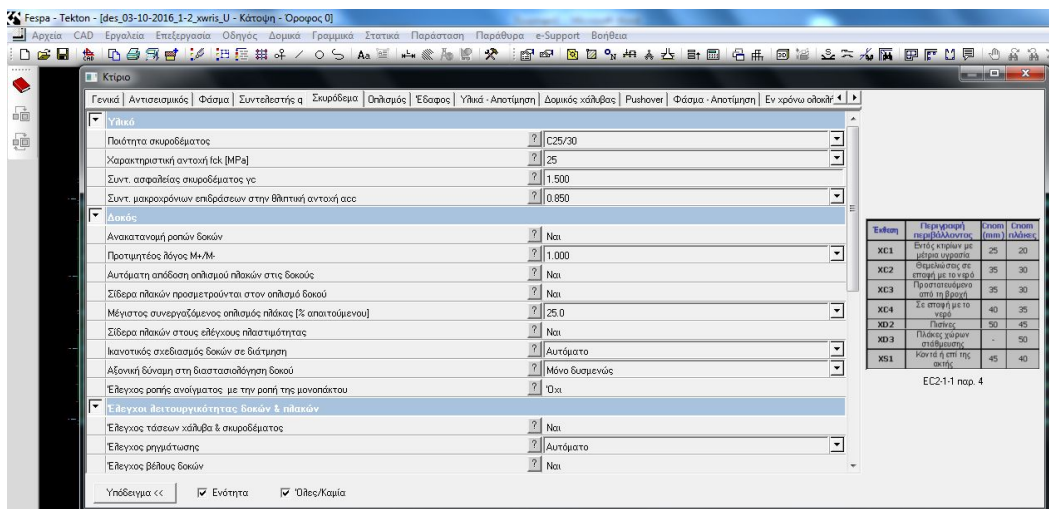
Εικόνα 28 Συντελεστής  $q$

5. **Φάσμα σχεδιασμού**: Για οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, αλλά και για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, EC8-1 §3.2.2.5, στο συγκεκριμένο φορέα, σεισμική ζώνη Z1, εδαφικός τύπος Β.



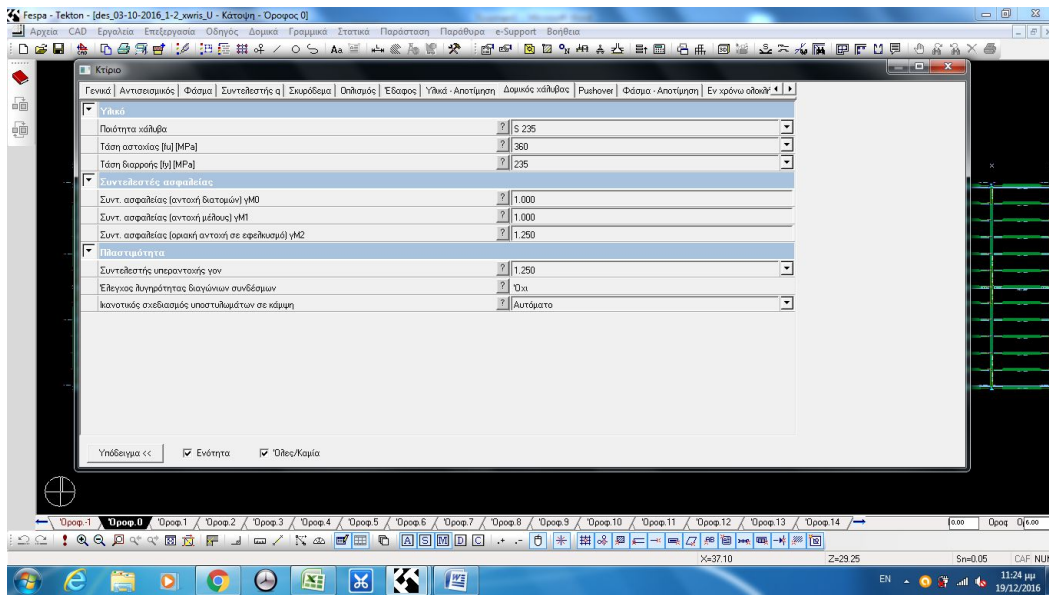
Εικόνα 29 Φάσμα σχεδιασμού

## 6. Σκυρόδεμα επιλέχτηκε στο συγκεκριμένο παράδειγμα C25/30



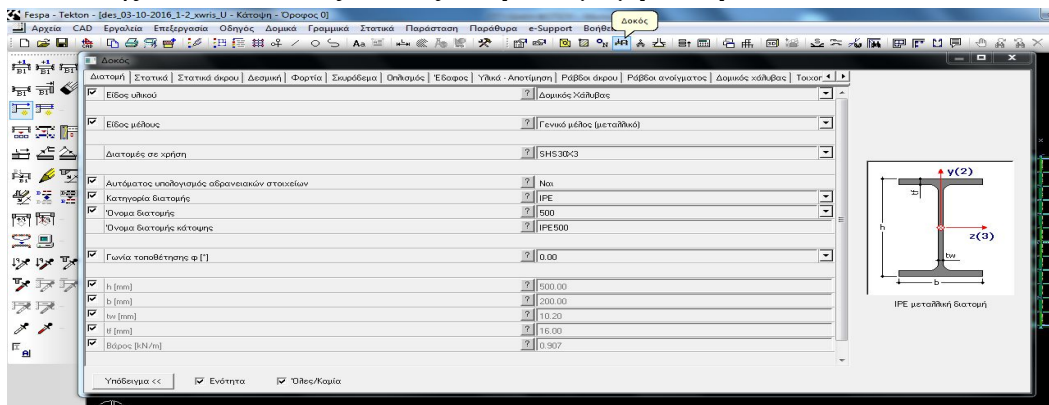
Εικόνα 30 Σκυρόδεμα

## 7. Δομικός χάλυβας επιλέχτηκε S235



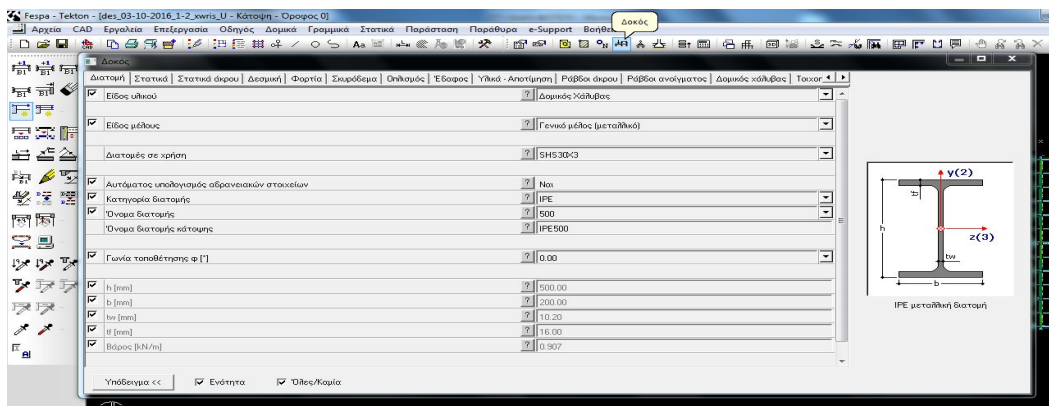
Εικόνα 31 Δομικός χάλυβας

8. Επιλέγουμε την καρτέλα Δοκός όπου μπορούμε να επιλέξουμε την Διατομή της δοκού «Δοκός» - «Εξυπνη εισαγωγή πλευρικά».

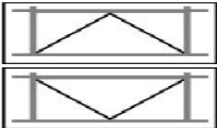
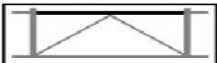


Εικόνα 32 Δοκός

9. Επιλέγεται είδος διατομής γενικό μέλος γιατί η χρήση είναι γενική. Μπορεί να φέρειροπές στα άκρα και άκαμπτες απολήξεις και γίνονται όλοι οι έλεγχοι.



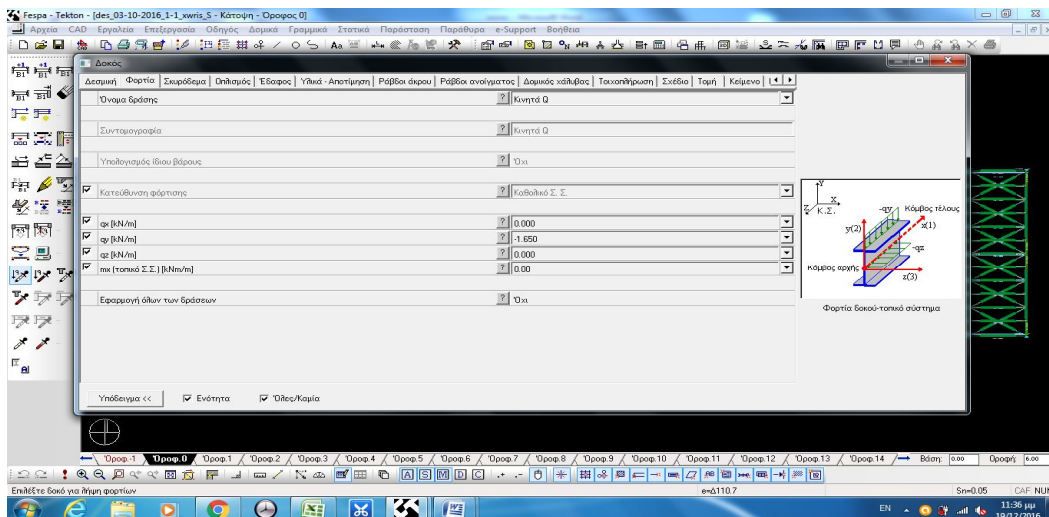
Εικόνα 33 Δοκός 2

Κατακόρυφος σύνδεσμος τύπου V ή Δ 	Αμφιαρθρωτό θλιβόμενο η εφελκυσμένο, χωρίς άκαμπτες απολήξεις		Πλάστιμα στοιχεία μεταβιβάζουν γων. Q. Ελέγχονται σε εφελκυσμό, θλίψη και λυγηρότητα EC8-1 §6.7
Ζύγωμα με σύνδεσμο V ή Δ 	Δοκός.	Δοκός που συνδέεται με αντισεισμικό σύνδεσμο Δ ή V χωρίς εκκεντρότητα.	Ελέγχεται κανονικά βάσει των αντοχών συνδέσμων σε εφελκυσμό και λυγισμό.

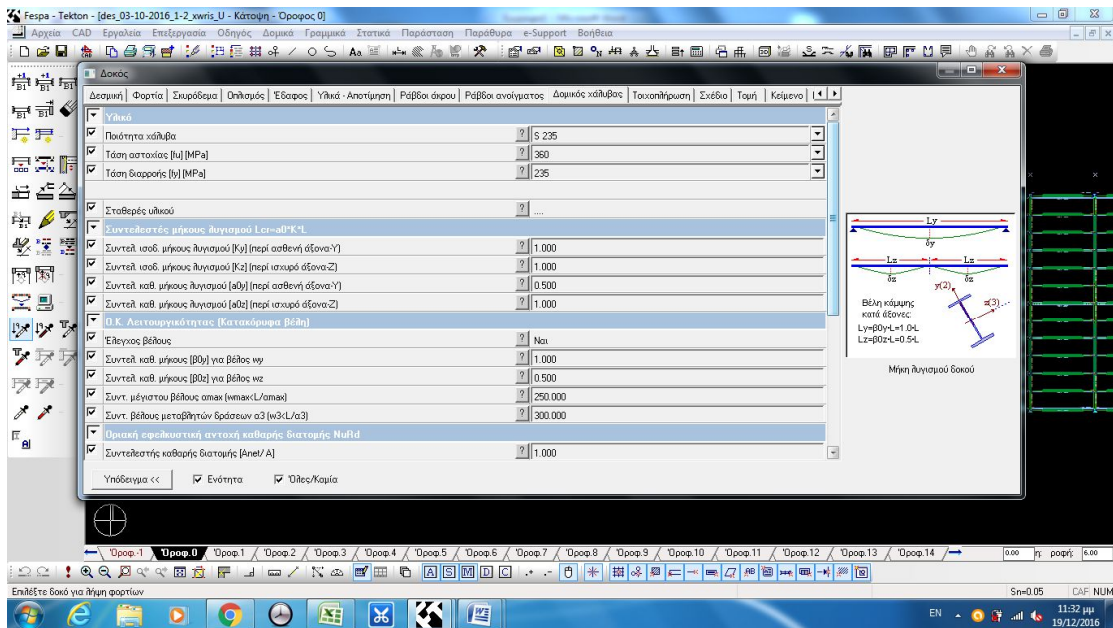
Εικόνα 34 τύπος συνδέσμου

Πηγή:Manual FESPA

10. Φορτία μεσαία δοκού κινητά  $q_y = -1, 650 \text{ kN/m}$  και μόνιμα  $q_y = -0, 351 \text{ kN/m}$ , χίονι  $0 \text{ kN/m}$ , στην ακραία δοκό ισχύει κινητά  $q_y = -0, 830 \text{ kN/m}$ , μόνιμα  $q_y = -0, 176 \text{ kN/m}$

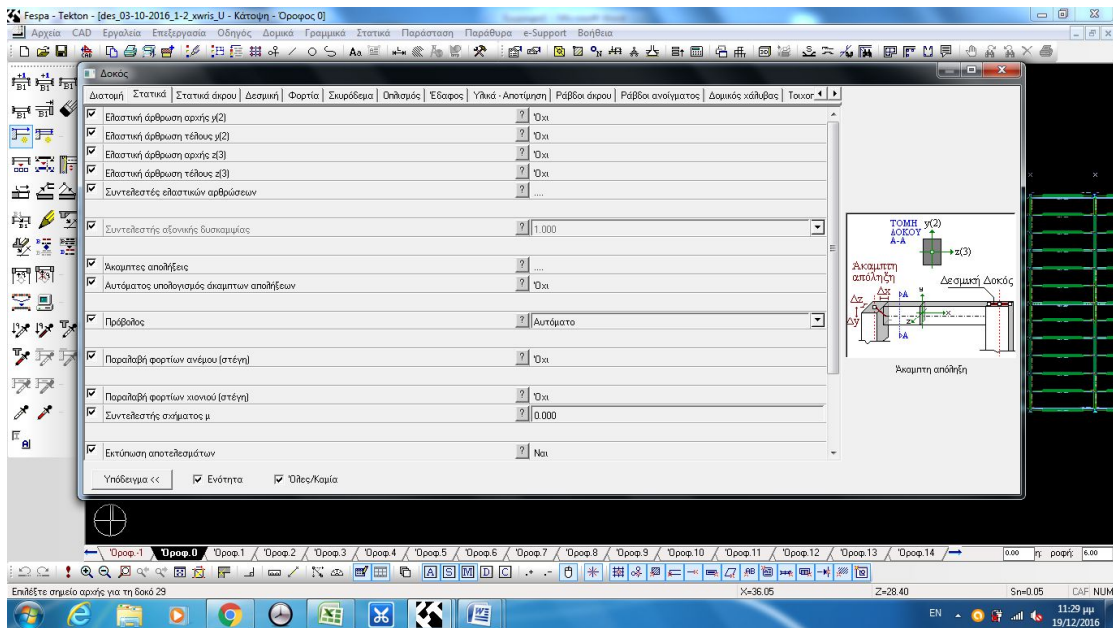


11. Δομικός χάλυβας δοκού Συντελεστής  $K_y = 1.00$ ,  $k_z = 1.00$ ,  $a_{0y} = 0.500$ ,  $a_{0z} = 1.00$



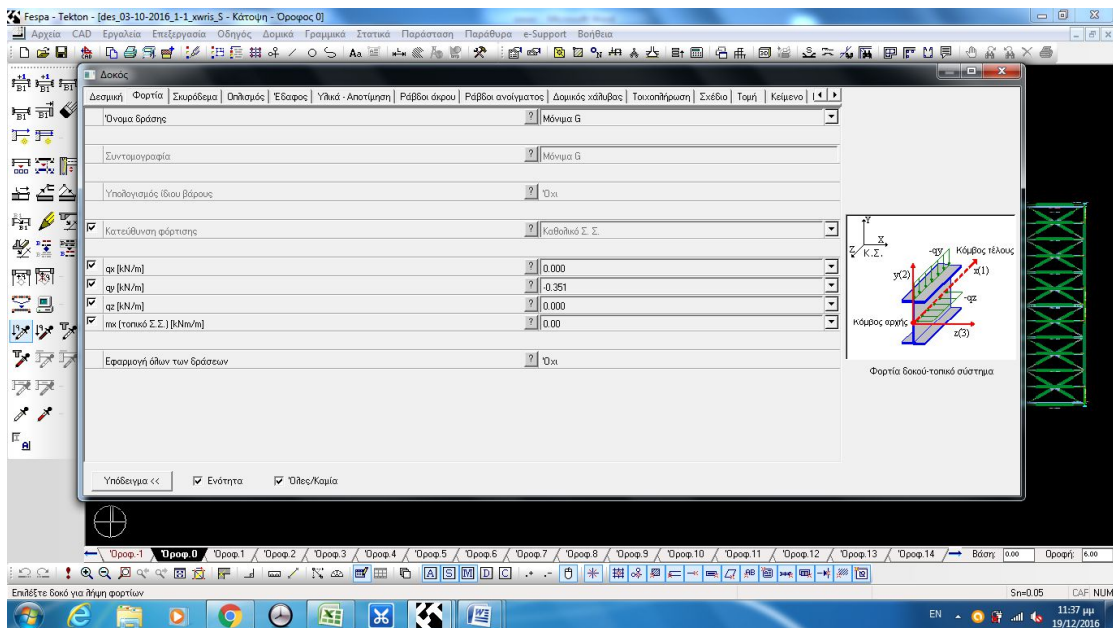
Εικόνα 35 δομικός χάλυβας δοκού

12. Στη καρτέλα δοκός μπορούμε να επιλέξουμε τα χαρακτηριστικά της δοκού όπως στατικά στην συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχτηκε να μην χρησιμοποιηθεί ελαστική άρθρωση



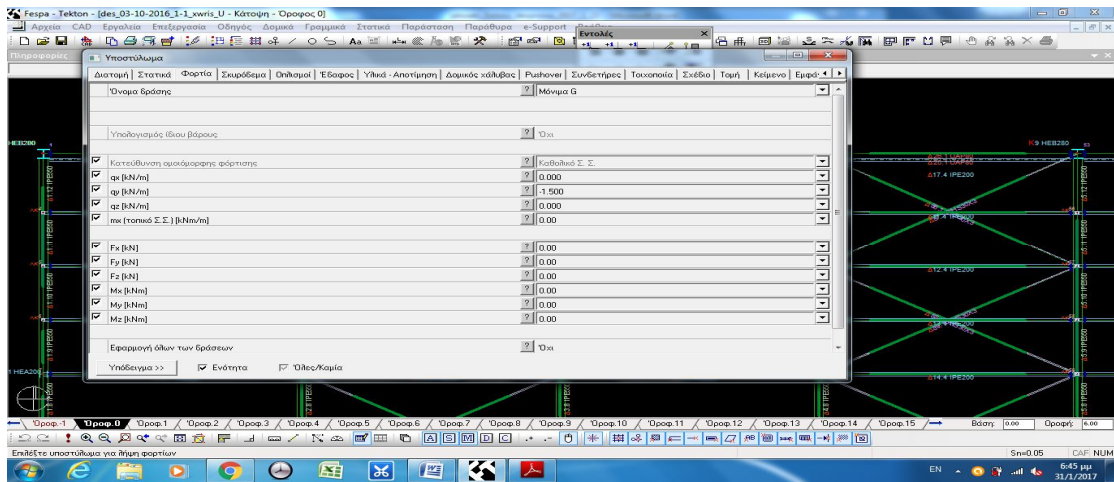
Εικόνα 36 στατικά δοκού

### 13. Μόνιμα Φορτία δοκού επιλέχθηκαν $q_y = -0,351 \text{ KN/m}$



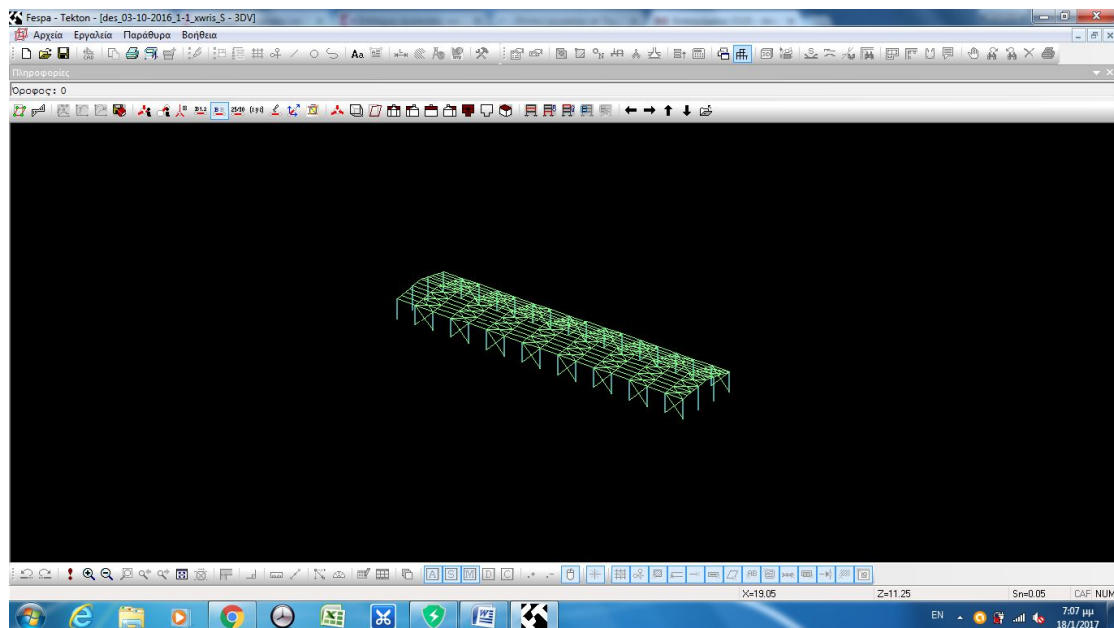
Εικόνα 37 μόνιμα φορτία δοκού

### 14. Αντίστοιχα με τα φορτία δοκού στο υποστήλωμα ισχύει μόνιμα $q_y = -1.5 \text{ KN/m}$




Εικόνα 38 φορτία υποστηλώματος



15. Για να δούμε το αρχείο σε 3D επιλέγουμε το εικονίδιο από την γραμμή εργαλείων όπου έχουμε επιλογή για εμφάνιση του φορέα μας και για να δούμε το φορέα παραμορφωμένο από κάθε φόρτιση και να ελέξουμε τη μορφή παραμόρφωσής του. Εδώ μπορούμε να δούμε και τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών επιλεγμένων μελών ή και όλου του φορέα.



Εικόνα 39 3d απεικόνιση

16. Για να γίνει επίλυση του αρχείου στην γραμμή εργαλείων επιλέγουμε το εικονίδιο  ώστε να υπολογιστούν τα φορτία των υποστυλωμάτων του πλαισίου.



17. Οπλισμοί. Από την κεντρική εργαλειοθήκη επιλέγετε «Επίλυση» - «Οπλισμό κτιρίου».  Έτσι γίνονται όλοι οι έλεγχοι στις διατομές των υποστυλωμάτων και δοκών σύμφωνα με τον επιλεγμένο κανονισμό και τοποθετούνται τα τελικά σίδερα σε κάθε διατομή .
18. Τα αποτελέσματα της επίλυσης βρίσκονται στο τεύχος  όπου μπορούμε ενημερωθούμε για τα αποτελέσματα της επίλυσης μας .

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο

### 4. 1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Για να κατανοήσουμε καλύτερα τους πίνακες που ακολουθούν όπου παρατείνονται οι παρακάτω τύποι :

#### Αντοχή των μελών σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3]

$$[\text{EC3 (6.61)}]: \quad \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow n_y + m_{yy} + m_{yz} \leq 1$$

$$[\text{EC3 (6.62)}]: \quad \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow n_z + m_{zy} + m_{zz} \leq 1$$

$\chi_y$  και  $\chi_z$  μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού ως προς τοπικό άξονα y(2) και z(3) αντίστοιχα (EC3-1-1 §6.3.1)

$\chi_{LT}$  μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (EC3-1-1 §6.3.2). Ο συντελεστής  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται μόνο στον όρο που σχετίζεται με κάμψη περί τον ισχυρό άξονα διότι μόνο σε αυτή την περίπτωση υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και προκύπτει βάσει της §6.3.2.2-3.

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  συντελεστές αλληλεπίδρασης (EC3-1-1 Παράρτημα A).

Οι διατομές που ακολουθούν επιλέχτηκαν με βάση τη μικρότερη δυνατή διατομή στην εκάστοτε περίπτωση και για λόγους βάρους, οικονομίας και βέλτιστης συμπεριφοράς του κτιρίου μας στην εκάστοτε φόρτιση .

#### Ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	$v_y$	$v_z$	$\kappa_D \setminus \lambda_D$	EC3 (6.61) $n_y+m_{yy}+m_{yz}$	EC3 (6.62) $n_z+m_{zy}+m_{zz}$
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,15	0,70	0,76	0,44
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,42	0,68	0,44
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,11		0,21	0,78	0,59
0	ΤΕΓΓΙΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,73	0,47
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	1			0,11		
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,30		

Πίνακας 11 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U

**Ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S****Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο**

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+mγγ+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,15	0,70	0,76	0,44
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,42	0,68	0,44
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,11		0,21	0,78	0,59
0	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,73	0,47
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS40X4	1			0,23		
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,31		

**Πίνακας 12 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S****Ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L****Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο**

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+mγγ+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,15	0,70	0,76	0,75	-
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,42	0,68	0,44	-
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,11		0,21	0,78	0,59	-
0	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,73	0,47	-
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	1			0,03			-
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,30			-

**Πίνακας 13 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L****Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U****Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο**

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+mγγ+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,74	0,78	0,45
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,22	0,80	0,60
0	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,75	0,51
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	1			0,13		
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,92		

**Πίνακας 14 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U**

**Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S**

**Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο**

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myg+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,74	0,78	0,45
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,22	0,80	0,60
0	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,75	0,51
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS40X4	1			0,21		
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,92		

**Πίνακας 15 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S**

**Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L****Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο**

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myg+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,74	0,77	0,45
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,22	0,41	0,23
ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,76	0,51
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	1			0,05		
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,93		

**Πίνακας 16 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L**

**Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U όμοιοι σύνδεσμοι****Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο**

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myg+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,80	0,81	0,47
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,69	0,46
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,24	0,84	0,68
ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,80	0,58
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	1			0,21		
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	1			0,50		

**Πίνακας 17 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U (όμοιοι οριζοντιοί σύνδεσμοι)**

**Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L όμοιοι σύνδεσμοι****Προμέτρηση μεταλλικών μελών**

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	271,29	9169,51
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	660,56	22326,94
7	ΑΒΡΟΣΙΜΑΤΑ	----	2834,29	119532,90

Πίνακας 18 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L (όμοιοι οριζοντιοί σύνδεσμοι )

**Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S όμοιοι σύνδεσμοι**

## Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ ΛΔ	EC3 (6.61) ny+mgy+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,74	0,78	0,45
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,22	0,80	0,60
0	ΤΕΓΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,32	0,75	0,51
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS40X4	1			0,21		
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,92		

Πίνακας 19 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S

**Ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U**

## Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ ΛΔ	EC3 (6.61) ny+mgy+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,78	0,80	0,46
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,24	0,82	0,61
ΤΕΓΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,33	0,77	0,52
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	1			0,19		
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,80		

Πίνακας 20 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U

**Ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L**

## Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ ΛΔ	EC3 (6.61) ny+mgy+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,78	0,80	0,46	-
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44	-
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,23	0,42	0,24	-
ΤΕΓΓΙΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,33	0,77	0,52	-
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	3			0,05			-
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,86			-

**Πίνακας 21 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L**

**Ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S**

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ ΛΔ	EC3 (6.61) ny+mγγ+mγz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,78	0,80	0,46	-
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44	-
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,24	0,82	0,61	-
ΤΕΓΓΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,33	0,77	0,52	-
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΝΙΟΣ	SHS40X4	1			0,36			-
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,80			-

**Πίνακας 22 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S**

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφ. [l]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ ΛΔ	EC3 (6.61) ny+mγγ+mγz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,78	0,80	0,60	-
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44	-
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,24	0,83	0,61	-
0	ΤΕΓΓΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,33	0,77	0,52	-
0	ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΤΥΠΟΥ V/Λ	UAP175	1			0,07	0,13	0,82	-
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0,09		0,09	0,13	0,55	-
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,81			-

**Πίνακας 23 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V**

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κΔ \ ΛΔ	EC3 (6.61) ny+mγγ+mγz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,16	0,78	0,80	0,47	-
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44	-
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	1	0,19		0,24	0,83	0,61	-
ΤΕΓΓΔΑ	IPE200	1	0,06	0,01	0,33	0,77	0,52	-
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0,18		0,09	0,13	0,59	-
ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΤΥΠΟΥ V/Λ	UAP175	1			0,06	0,11	0,72	-
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΝΙΟΣ	SHS30X3	1			0,81			-

**Πίνακας 24 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ**

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κδ / λδ	EC3 (6.61) ny+myz+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,02	0,18	0,77	0,80	0,98	-
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	1		0,18	0,44	0,68	0,44	-
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ550	1	0,19		0,24	0,82	0,61	-
ΤΕΠΛΔ	ΙΡΕ200	1	0,06	0,01	0,33	0,77	0,52	-
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	ΛΙΑΡ175	1			0,07			-
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ200	1	0,09		0,09	0,13	0,35	-
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SMS30X3	1			0,81			-

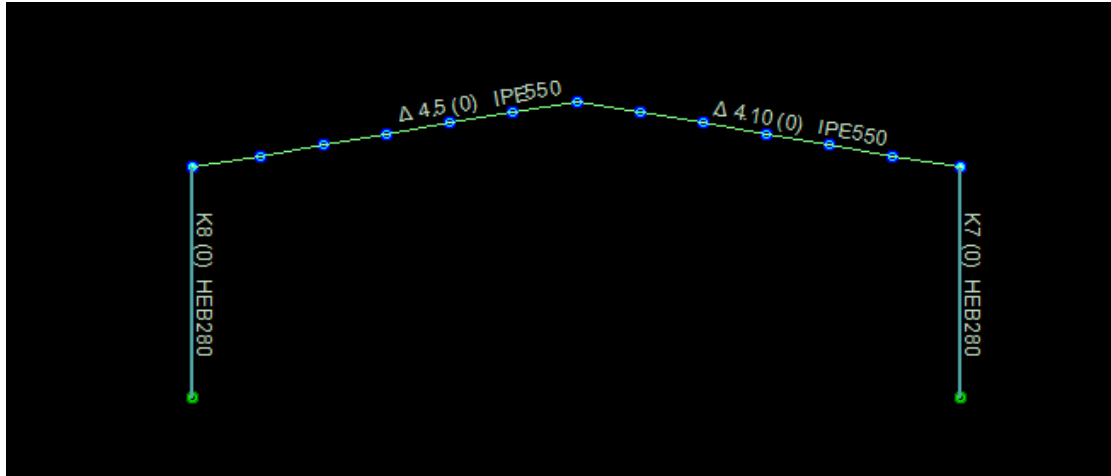
Πίνακας 24 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Χ

Τύπος διατομής	κδ/λδ
<b>U</b>	0,13-0,19
<b>L</b>	0,03-0,05
<b>S</b>	0,21-0,36

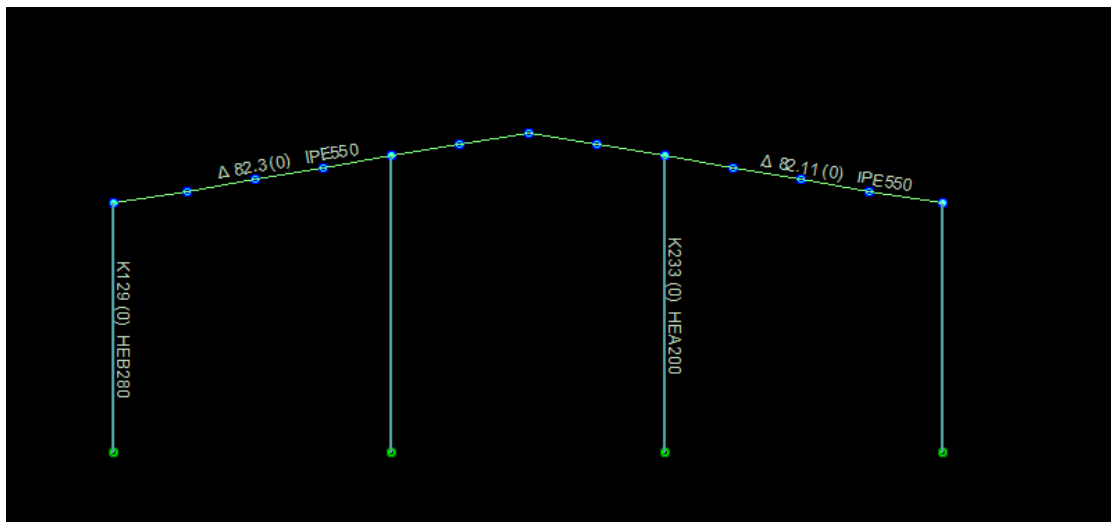
Πίνακας 24 πίνακας κδ/λδ

Τον μικρότερο λόγο τον παρατηρούμε στον τύπο διατομής L.

## 4. 2 ΟΨΕΙΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ



Εικόνα 40 Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας U-L-S Ενδιάμεσα πλαίσια

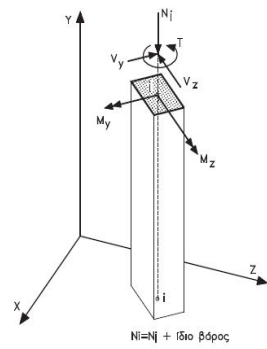


Εικόνα 41 πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου U –L-S –Ακραία πλαίσια

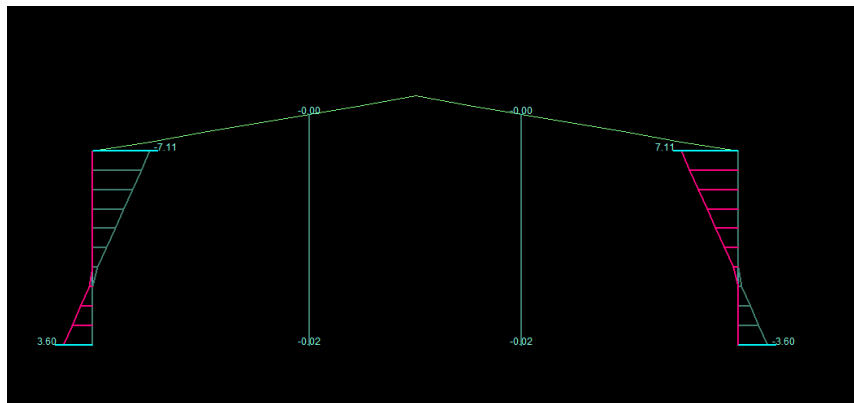


## 4. 3ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ

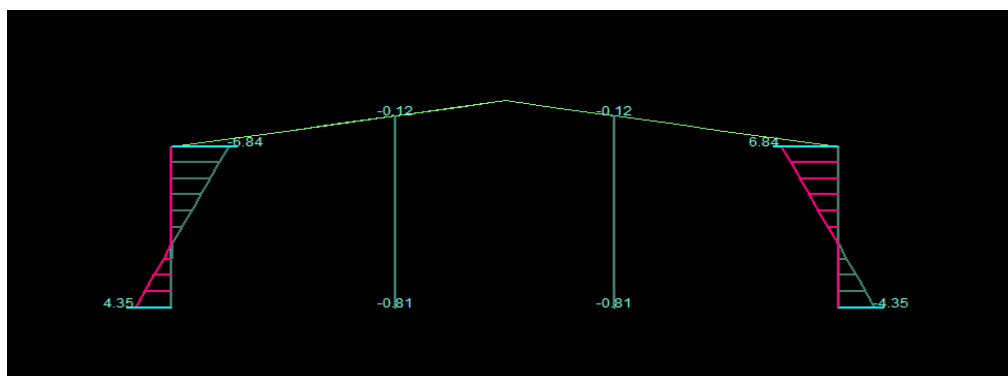
### 4. 3. 1 ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ



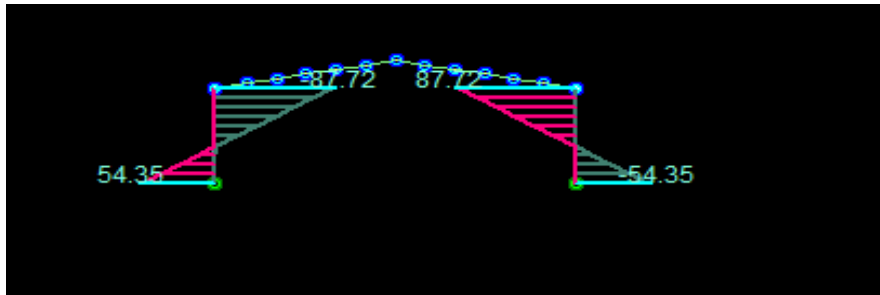
Εικόνα 42 ορισμός αξόνων υποστηλώματος



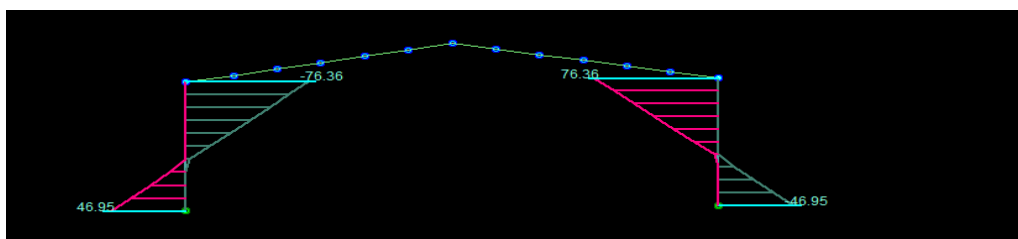
Εικόνα 43 Ροπές 2Y υποστηλωμάτων –ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U- Φόρτιση  $1.35G+1.5 \cdot 0.7 Q$



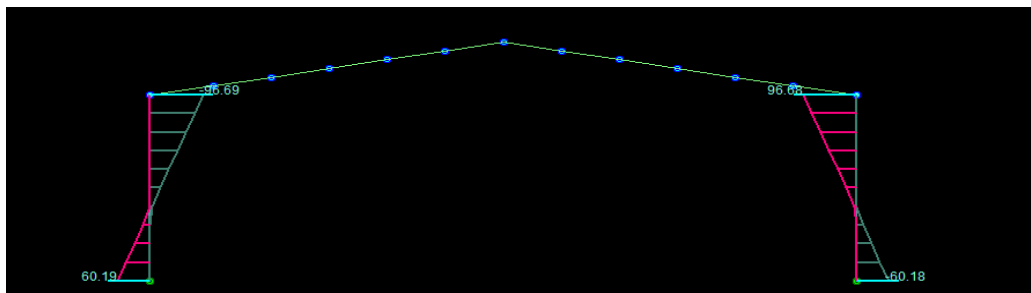
Εικόνα 44 Ροπές 2Y υποστηλωμάτων –ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U- Φόρτιση  $1.35G+1.5 \cdot 0.7 Q$



Εικόνα 45 Ροπές 2Υ υποστηλωμάτων –ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U- Φόρτιση  $1.35G+1.5 * 0.7 Q$  ενδιάμεσα πλαίσια



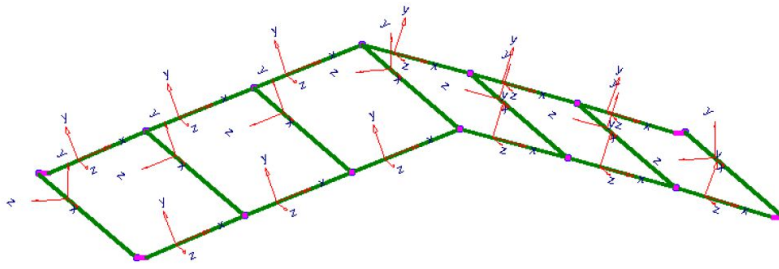
Εικόνα 46 Ροπές 2Υ υποστηλωμάτων –ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U- Φόρτιση  $1.35G+1.5 * 0.7 Q$  ενδιάμεσα πλαίσια



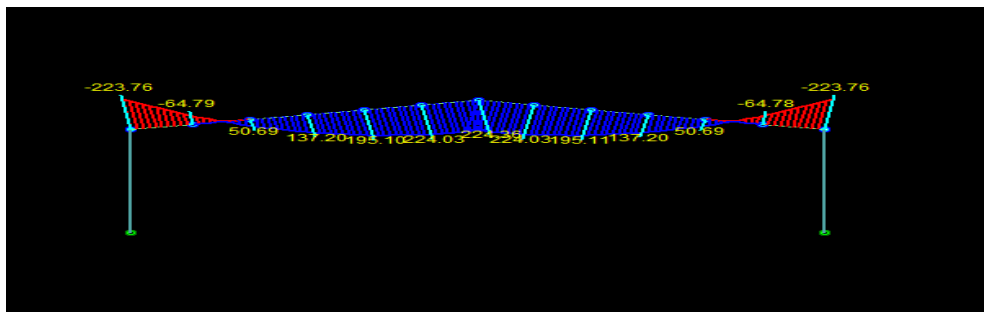
Εικόνα 47 Ροπές 2Υ υποστηλωμάτων –ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U- Φόρτιση  $1.35G+1.5 * 0.7 Q$  ενδιάμεσα πλαίσια

Παρατηρείται ότι υπάρχουν μικρές διαφορές μεταξύ των ροπών (77,87,97) των υποστηλωμάτων κυρίως στην εναλλαγή τοποθέτησης των συνδέσμων

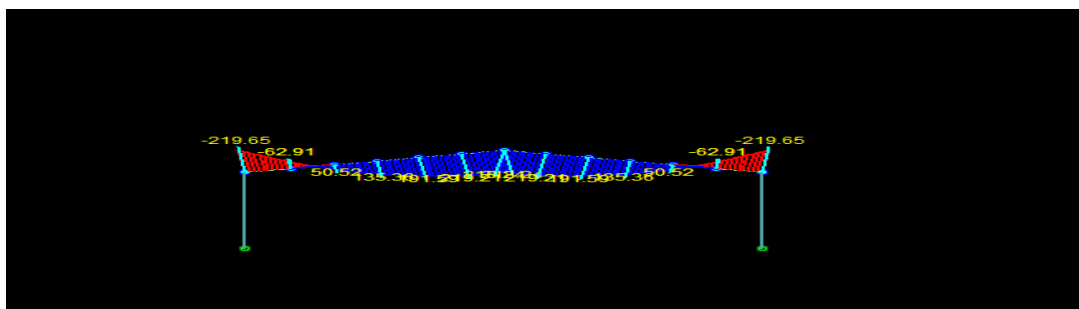
### 4.3.2 ΔΟΚΟΙ



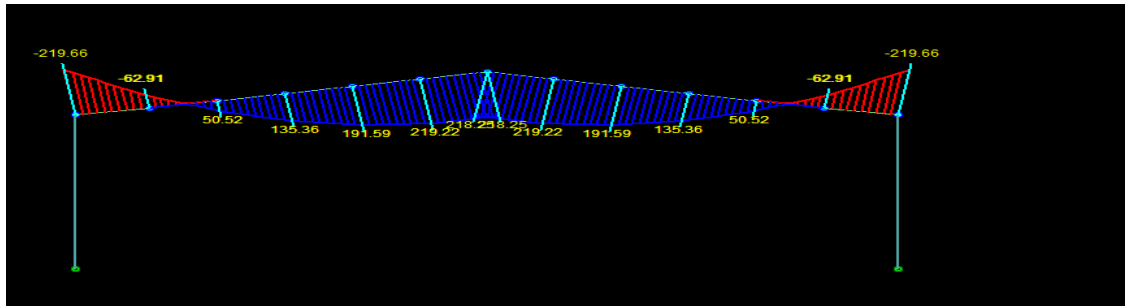
Εικόνα 48 Άξονες δοκού



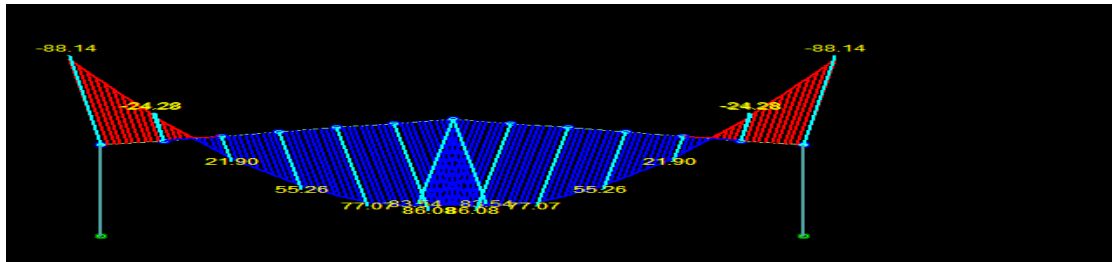
Εικόνα 49 ροπές 3z δοκός –ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση 1.35G+1.5\*0.7 Q



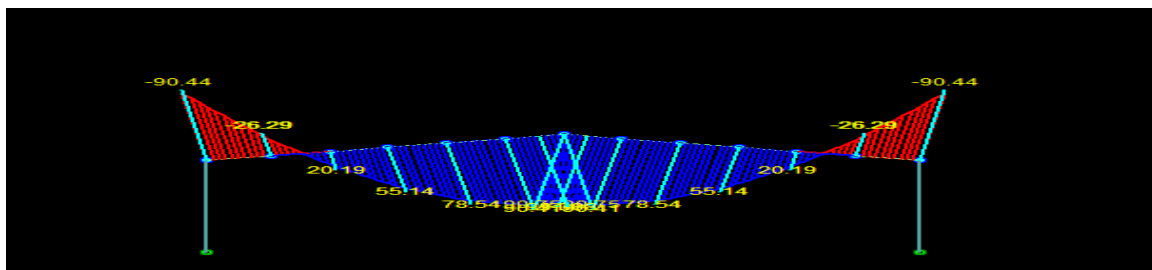
Εικόνα 50 ροπές 3z δοκός –ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση 1.35G+1.5\*0.7 Q



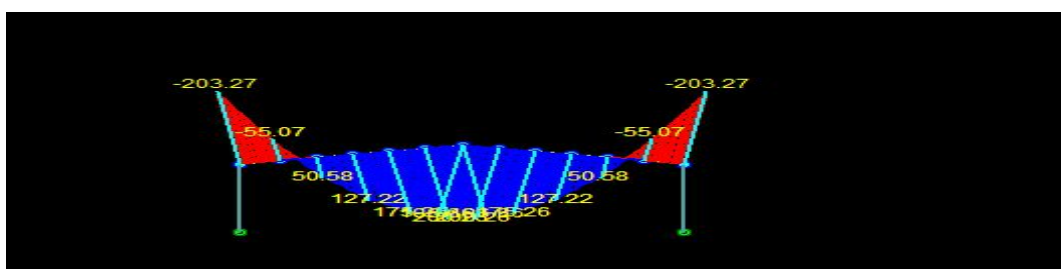
Εικόνα 51 Ροπές 3 z δοκός χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



Εικόνα 52 Ροπές 3 z δοκός ανά ένα πλαίσιο συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου U,S,L και οριζοντιοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

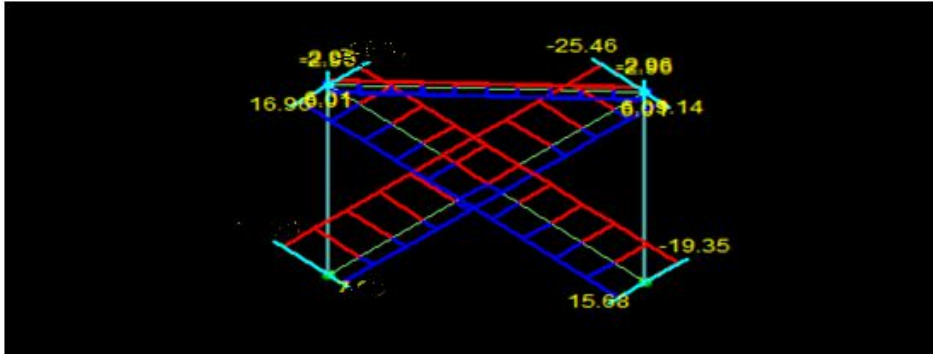


Εικόνα 53 Ροπές 3 z δοκός ανά τρία πλαίσια συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου U,S,L

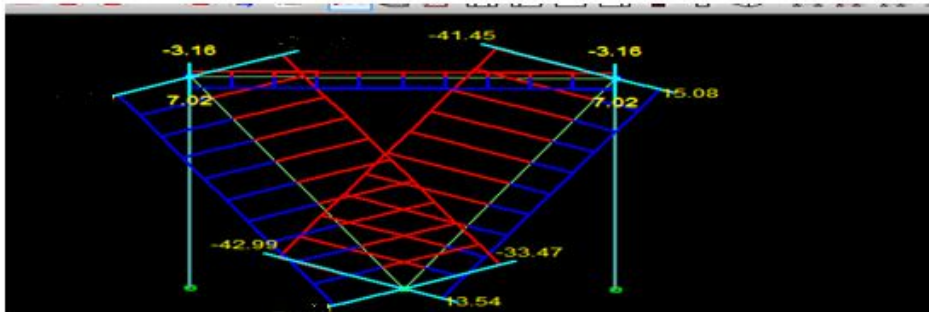


Εικόνα 54 Ροπές 3 z δοκός ανά τρία πλαίσια συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου V,Λ

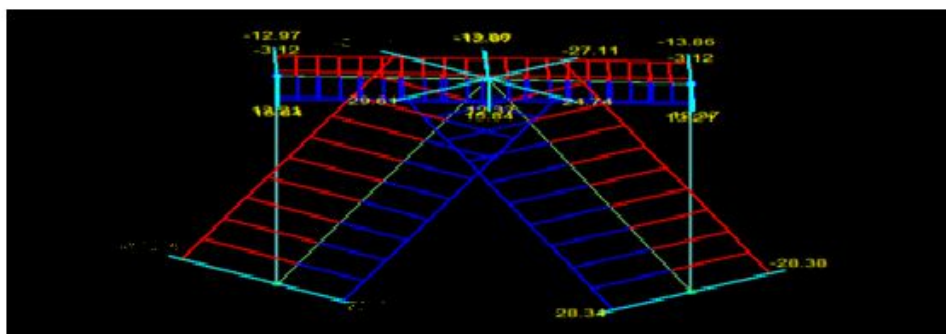
Συμπεραίνουμε ότι υπάρχουν ελάχιστες έως καθόλου διαφορές μεταξύ των διαγραμμάτων στους διαφορετικούς συνδέσμους δυσκαμψίας U, L,S,V Παρατηρούμε όμως ότι υπάρχουν διαφορές μεταξύ της επιλογής τοποθέτησης των συνδέσμων ανά ένα ή δύο πλαίσια ή ανά τρία που αυτό οφείλεται στο γεγονός εάν καταλήγει στη δοκό σύνδεσμος δυσκαμψίας ή όχι. Αυτό οφείλεται και στο ότι στον άξονα αυτόν δεν λειτουργούν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Παρατηρείτε ότι τις μικρότερες ροπές τις έχουμε όταν ταυτίζεται η επιλογή στον τύπο των συνδέσμων σε οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμων ,ενώ σε σχέση με την κατανομή των πλαισίων ανά τρία πλαίσια συναντώνται οι μικρότερες ροπές .



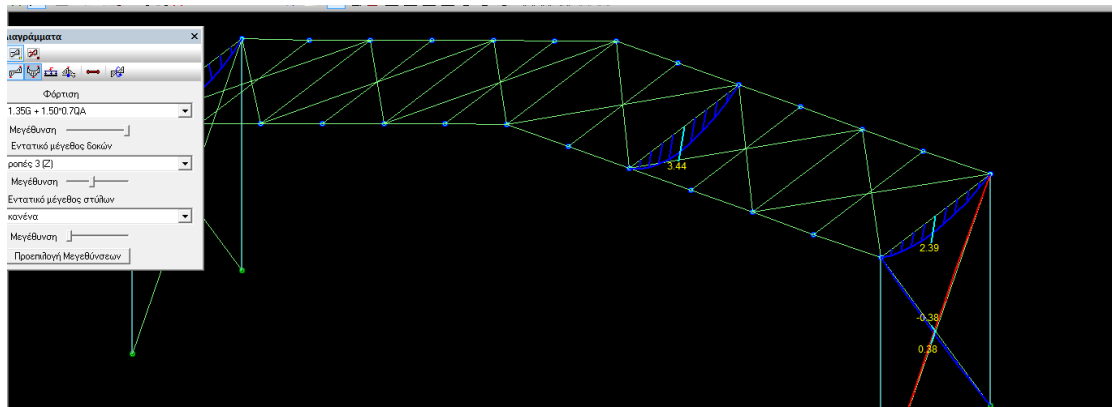
Εικόνα 55 αξονικές δυνάμεις χιαστί συνδεσμών



Εικόνα 56 αξονικές δυνάμεις V συνδεσμών



Εικόνα 57 αξονικές δυνάμεις L συνδεσμών



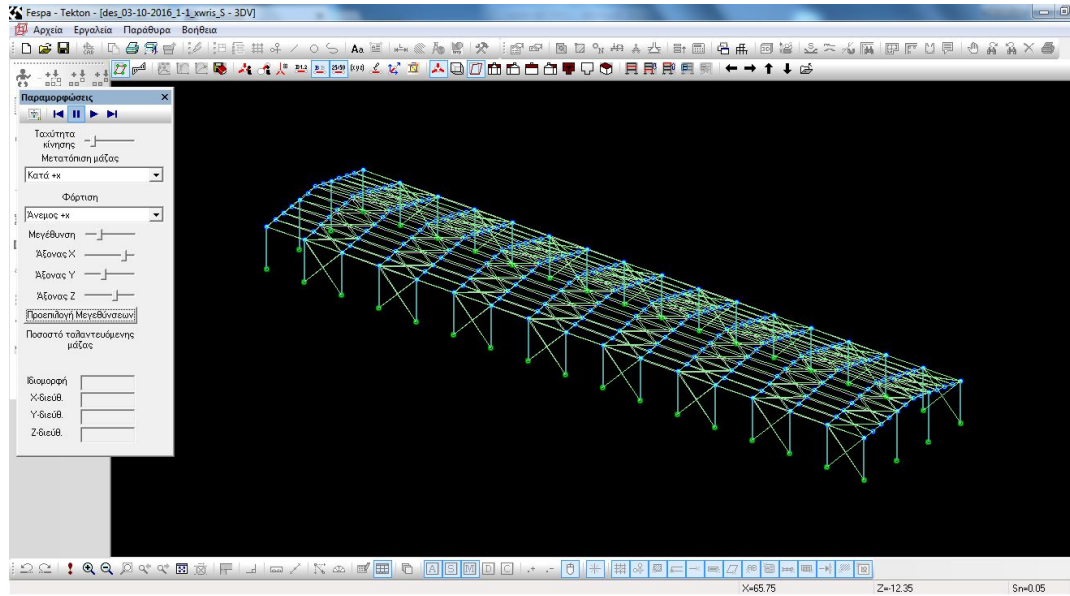
Εικόνα 58 ροπές 3z τεγίδων

## 4. 4 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ

### 4. 4. 1 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΤΑ +X

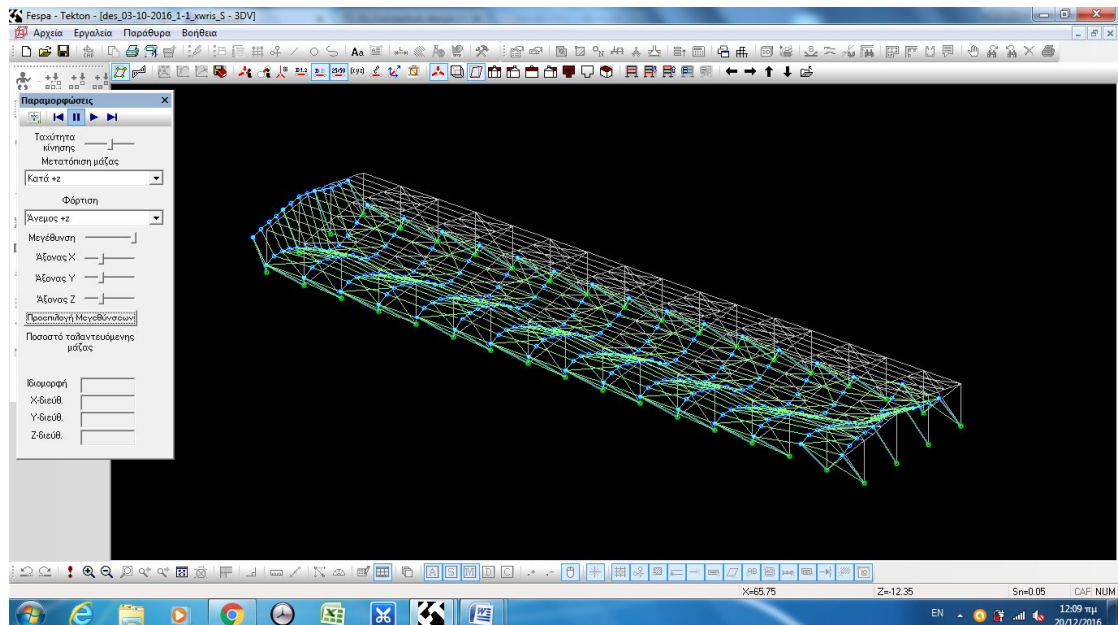
#### ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΝΕΜΟΣ +X

#### ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΤΑ +Z

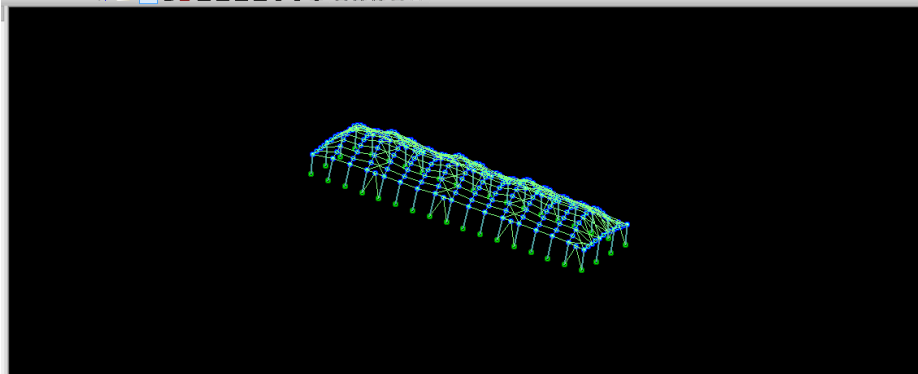


Εικόνα 59 μετατόπιση μάζας +z φόρτιση άνεμος +x

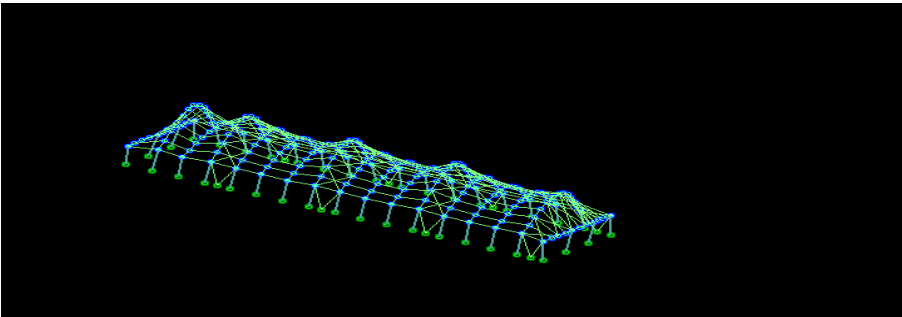
#### ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΝΕΜΟΣ +Z



Εικόνα 60 μετατόπιση μάζας +z φόρτιση άνεμος +z



Εικόνα 61 Άνεμος +X μεταθεση μαζας -z τυπος συνδεσμου Λ



Εικόνα 62 Άνεμος +X μεταθεση μαζας -z τυπος συνδεσμου V



#### 4. 4. 2 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

##### Ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U

###### Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	169,55	1424,22
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	413,12	1020,40
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2485,10	90481,09

Εικόνα 63 συνολική προμέτρηση σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα δύο πλαίσια

##### Ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S

###### Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS40X4	169,55	744,33
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	413,12	1020,40
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2485,10	89801,20

Εικόνα 64 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα δύο πλαίσια

##### Ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L

###### Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	169,55	5730,79
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	413,12	1020,40
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2485,10	94787,66

Εικόνα 65 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα δύο πλαίσια

Ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U**Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών**

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	271,29	2278,81
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	660,56	1631,59
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2834,29	91946,87

Εικόνα 66 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα ένα πλαίσιο

Ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S**Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών**

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS40X4	271,29	1190,95
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	660,56	1631,59
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2834,29	90859,01

Εικόνα 67 Εικόνα 35 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα ένα πλαίσιο

Ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L**Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών**

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	271,29	9169,51
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	660,56	1631,59
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2834,29	98837,57

Εικόνα 68 Εικόνα 35 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα ένα πλαίσιο

Χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας**Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών**

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΙΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	1902,44	88036,47

Εικόνα 69 βάρος χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Ανά ένα πλαίσιο συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου U και οριζόντιοι σύνδεσμοι**Προμέτρηση μεταλλικών μελών**

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΙΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	271,29	2278,81
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	660,56	5548,71
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2834,29	95863,99

**Εικόνα 70** βάρος Ανά ένα πλαίσιο συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου U και οριζόντιοι σύνδεσμοιΑνά ένα πλαίσιο συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου L και οριζόντιοι σύνδεσμοι**Προμέτρηση μεταλλικών μελών**

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΙΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	271,29	9169,51
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	660,56	22326,94
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2834,29	119532,90

**Εικόνα 71** βάρος Ανά ένα πλαίσιο συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου U και οριζόντιοι σύνδεσμοιΑνά τρία πλαίσια συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου U**Προμέτρηση μεταλλικών μελών**

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΙΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP80	135,64	1139,41
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	330,07	815,26
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2368,15	89991,13

**Εικόνα 72** βάρος Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου U

## Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου L

## Προμέτρηση μεταλλικών μελών

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	L EQ150X150X15	135,64	4584,78
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	330,07	815,26
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	-----	2368,15	93436,51

Εικόνα 73 βάρος Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου L

## Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου S

## Προμέτρηση μεταλλικών μελών

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS40X4	135,64	595,48
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	330,07	815,26
7	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	-----	2368,15	89447,20

Εικόνα 74 βάρος Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοί δυσκαμψίας τύπου S

## Προμέτρηση μεταλλικών μελών

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΔΑ	IPE200	1330,05	29793,22
5	ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΤΥΠΟΥ V/Λ	CHS60.3X2.6	107,29	396,99
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	180,02	4032,45
7	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	330,07	815,26
8	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	-----	2519,82	93281,16

Εικόνα 75 βάρος ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι τύπου V

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ550	339,85	36024,28
4	ΤΕΠΙΔΑ	ΙΡΕ200	1330,05	29793,22
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ200	193,43	4332,87
6	ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΤΥΠΟΥ V/Λ	SHS60.3X2.6	93,89	347,40
7	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	330,07	815,26
8	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2519,83	93531,99

Εικόνα 76 βάρος ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι τύπου Λ

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ550	339,85	36024,28
4	ΤΕΠΙΔΑ	ΙΡΕ200	1330,05	29793,22
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UAP175	135,65	2875,69
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ200	180,02	4032,45
7	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS30X3	330,07	815,26
8	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	2548,17	95759,86

Εικόνα 77 βάρος ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι τύπου X

## Πίνακας συνολικών προμετρήσεων

ΑΝΑ ΈΝΑ ΠΛΑΙΣΙΟ			
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (μ)	ΒΑΡΟΣ (kg)	
L		2834,29	90481,09
U		2834,29	89801,2
S		2834,29	91787,66

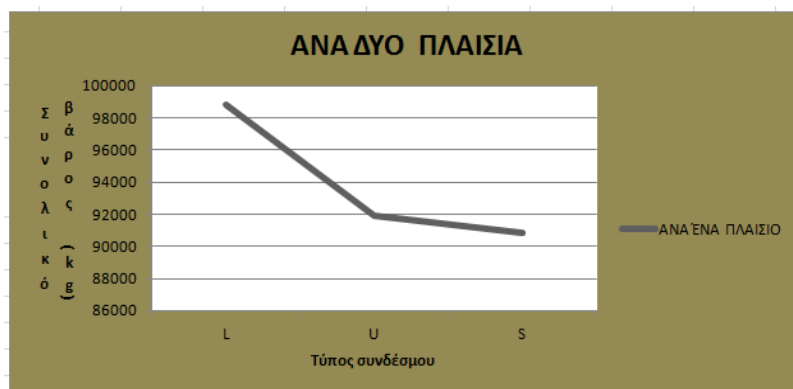
ΑΝΑ ΔΥΟ ΠΛΑΙΣΙΑ			
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (μ)	ΒΑΡΟΣ (kg)	
L		2485,1	91946,87
U		2485,1	90859,01
S		2485,1	98837,57

Στήλη1	ΟΜΟΙΟΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΑΝΑ ΈΝΑ ΠΛΑΙΣΙΟ	Στήλη2	
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (μ)	ΒΑΡΟΣ (kg)	
U		2834,29	95863,99
L		2834,29	119522,9
S		2834,29	89801,02
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (μ)	ΒΑΡΟΣ (kg)	
U		2368,15	89991,12
L		2368,15	93436,51
S		2368,15	89447,26

Εικόνα 78 πίνακας συνολικών προμετρήσεων ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου



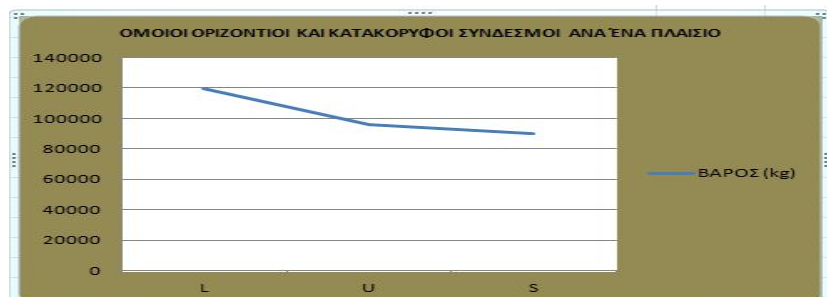
Εικόνα 79 σύγκριση συνολικού βάρους ανάλογα με το τύπο συνδέσμου



Εικόνα 80 σύγκριση βάρους ανάλογα με τον τύπο συνδεσμου



Εικόνα 81 σύγκριση βάρους ανάλογα με τον τύπο συνδεσμου



Εικόνα 82 σύγκριση βάρους ανάλογα με τον τύπο συνδεσμου

#### 4.5 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2ΑΣ ΤΑΞΕΩΣ

Ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου  $\theta$  ορίζεται ως εξής:

$$\Theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_f}{V_{\text{tot}} \cdot h}$$

όπου:

**P<sub>tot</sub>** η συνολική αξονική δύναμη, των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

**V<sub>tot</sub>** η συνολική τέμνουσα δύναμη, των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

- Εάν  $\theta < 0,10$ , τότε δεν απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως.
- Στους ορόφους, όπου  $0,1 < \theta < 0,2$ , η σεισμική συνιστώσα των εντατικών μεγεθών πολλαπλασιάζεται με  $1/(1-\theta)$ .
- Όταν  $0,2 < \theta < 0,3$ , τότε απαιτείται να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως κατά ακριβέστερο τρόπο.
- Εάν  $\theta > 0,3$ , τότε απαιτείται αναδιαμόρφωση του στατικού συστήματος.

#### Ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας U

Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2))							
Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)							
Διεύθυνση σεισμού: 0.0							
Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης							
Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.112E-02	0.212E+04	0.199E+03	0.0939	0.1245	0.178E+06
Φαινόμενα 2ας τάξης - EC8-1 §4.4.2.2(2)							
Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [/]		$1/(1-\theta)$ [/]		
1	6.78	6.12	0.006		1.00		

Εικόνα 83 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα δύο πλαίσια

Ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας S

Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2))							
Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)							
Διεύθυνση σεισμού: 0.0							
Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης							
Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [*g]	Τέμνουσα /Μάζα [*g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.187E-02	0.212E+04	0.215E+03	0.1016	0.1347	0.115E+06
Φαινόμενα 2ας τάξης - EC8-1 §4.4.2.2(2)							
Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [/]	1/(1-θ) [/]			
1	6.78	6.12	0.009	1.00			

Εικόνα 84 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα δύο πλαίσια

Ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)							
Διεύθυνση σεισμού: 0.0							
Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης							
Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [*g]	Τέμνουσα /Μάζα [*g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.563E-03	0.217E+04	0.186E+03	0.0860	0.1148	0.331E+06
Φαινόμενα 2ας τάξης - EC8-1 §4.4.2.2(2)							
Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [/]	1/(1-θ) [/]			
1	6.78	6.12	0.003	1.00			

Εικόνα 85 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα δύο πλαίσια

Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας U

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)							
Διεύθυνση σεισμού: 0.0							
Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης							
Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [*g]	Τέμνουσα /Μάζα [*g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.698E-03	0.214E+04	0.200E+03	0.0935	0.1240	0.286E+06
Φαινόμενα 2ας τάξης - EC8-1 §4.4.2.2(2)							
Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [/]	1/(1-θ) [/]			
1	6.78	6.12	0.004	1.00			

Εικόνα 86 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα ένα πλαίσιο



### Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας S

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

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

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

**Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης**

Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.119E-02	0.213E+04	0.217E+03	0.1017	0.1348	0.182E+06

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

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]
1	6.78	6.12	0.006	1.00

Εικόνα 87 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα ένα πλαίσιο

### Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L

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

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

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

**Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης**

Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.359E-03	0.221E+04	0.193E+03	0.0873	0.1171	0.538E+06

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

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]
1	6.78	6.12	0.002	1.00

Εικόνα 88 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα ένα πλαίσιο

### Ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας U

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

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

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

**Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης**

Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.138E-02	0.212E+04	0.201E+03	0.0950	0.1259	0.146E+06

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

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]
1	6.78	6.12	0.007	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Εικόνα 89 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα τρία πλαίσια

Ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L

Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2))							
Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)							
Διεύθυνση σεισμού: 0.0							
Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης							
Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [*g]	Τέμνουσα /Μάζα [*g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.640E-03	0.215E+04	0.178E+03	0.0824	0.1099	0.278E+06
Φαινόμενα 2ας τάξης - EC8-1 §4.4.2.2(2)							
Επίπεδο	Ύψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [/]	1/(1-θ) [/]			
1	6.78	6.12	0.004	1.00			

Εικόνα 90 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα τρία πλαίσια

Ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας S

Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2))							
Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)							
Διεύθυνση σεισμού: 0.0							
Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης							
Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [*g]	Τέμνουσα /Μάζα [*g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.231E-02	0.213E+04	0.217E+03	0.1025	0.1358	0.938E+05
Φαινόμενα 2ας τάξης - EC8-1 §4.4.2.2(2)							
Επίπεδο	Ύψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [/]	1/(1-θ) [/]			
1	6.78	6.12	0.011	1.00			

Εικόνα 91 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα τρία πλαίσια

Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας U και όμοιοι οριζόντιοι σύνδεσμοι

Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2))							
Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)							
Διεύθυνση σεισμού: 0.0							
Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης							
Επίπεδο [/]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [*g]	Τέμνουσα /Μάζα [*g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.643E-03	0.218E+04	0.219E+03	0.0987	0.1302	0.334E+06
Φαινόμενα 2ας τάξης - EC8-1 §4.4.2.2(2)							
Επίπεδο	Ύψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	θ [/]	1/(1-θ) [/]			
1	6.78	6.12	0.003	1.00			

Εικόνα 92 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα ένα πλαίσιο όμοιοι σύνδεσμοι

Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L και όμοιοι οριζόντιοι σύνδεσμοι

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

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

**Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης**

Επίπεδο [I]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.231E-03	0.242E+04	0.199E+03	0.0824	0.1074	0.862E+06

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

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [I]	$1/(1-\theta)$ [I]
1	6.78	6.12	0.001	1.00

Εικόνα 93 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα ένα πλαίσιο όμοιοι σύνδεσμοι

Ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας U και όμοιοι οριζόντιοι σύνδεσμοι

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

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

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

**Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης**

Επίπεδο [I]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.115E-02	0.215E+04	0.217E+03	0.1012	0.1266	0.182E+06

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

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [I]	$1/(1-\theta)$ [I]
1	6.78	6.12	0.006	1.00

Εικόνα 94 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα ένα πλαίσιο όμοιοι σύνδεσμοι

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

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

**Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης**

Επίπεδο [I]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.109E-02	0.218E+04	0.197E+03	0.0903	0.1192	0.181E+06

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

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [I]	$1/(1-\theta)$ [I]
1	6.78	6.12	0.006	1.00

Εικόνα 95 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V ανα τρία πλαίσια

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης

Επίπεδο [I]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.114E-02	0.217E+04	0.179E+03	0.0822	0.1085	0.157E+06

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

Επίπεδο	Ύψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [I]	$1/(1-\theta)$ [I]
1	6.76	6.12	0.007	1.00

Εικόνα 96 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ ανα τρία πλαίσια

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης

Επίπεδο [I]	Ύψος Ορόφου [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολική τέμνουσα [kN]	Τέμνουσα /Βάρος [°g]	Τέμνουσα /Μάζα [°g]	Ακαμψία [kN/m]
1	6.12	0.76E-03	0.218E+04	0.185E+03	0.0846	0.1118	0.241E+06

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

Επίπεδο	Ύψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [I]	$1/(1-\theta)$ [I]
1	6.78	6.12	0.004	1.00

Εικόνα 97 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Χ ανα τρία πλαίσια

### Συνολικός πίνακας σύγκρισης αποτελεσμάτων

Ανά ένα πλαίσιο			
Τύπος συνδέσμου	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (m)	$\theta$	
U	6,98E-04	0,004	
S	1,19E-03	0,006	
L	3,59E-04	0,002	
Ανά δύο πλαίσια			
Τύπος συνδέσμου	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (m)	$\theta$	
U	1,12E-03	0,006	
S	1,87E-03	0,009	
L	5,63E-04	0,003	

ΟΜΟΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ			
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (μ)	$\theta$	
U	6,43E-04	0,003	
S	1,19E-03	0,006	
L	2,31E-04	0,001	
ΑΝΑ ΤΡΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ			
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (μ)	$\theta$	
U	2,01E-04	0,007	
S	2,31E-03	0,001	
L	6,40E-04	0,04	

ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (μ)	Θ
∇	1,05E-03	0,006
∧	1,14E-03	0,007
X	7,64E-04	0,004

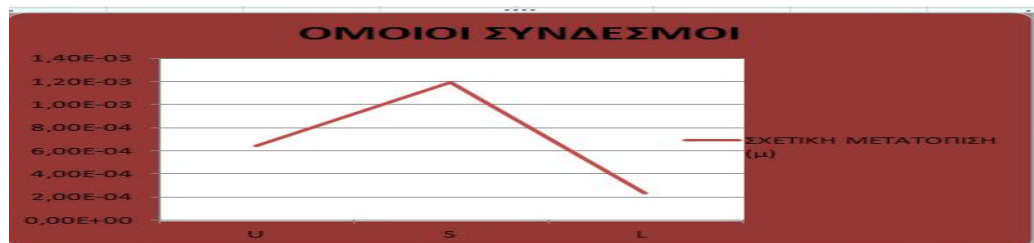
Εικόνα 98 Συνολικός πίνακας μετατοπίσεων



Εικόνα 99 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας



Εικόνα 100 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας



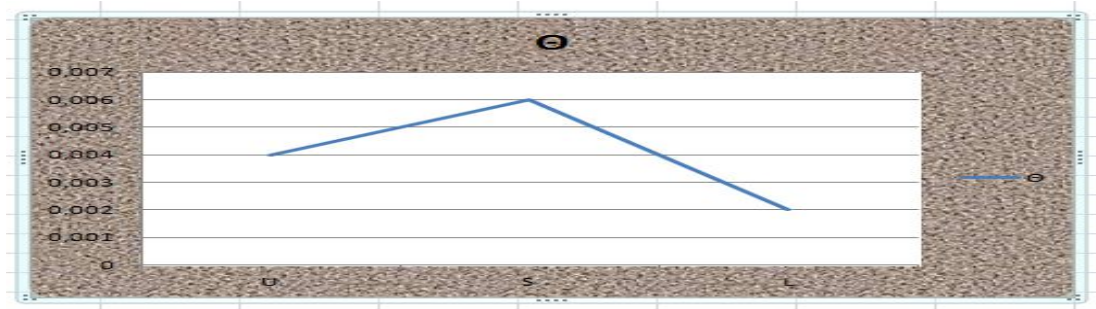
Εικόνα 101 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας όμοιοι σύνδεσμοι



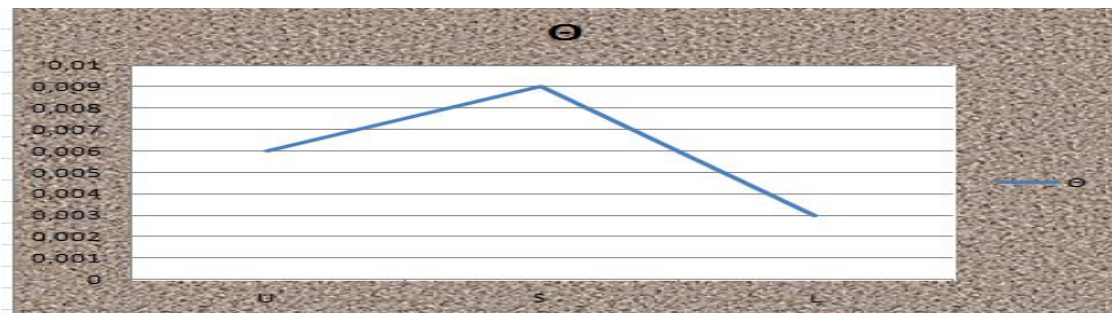
Εικόνα 102 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας



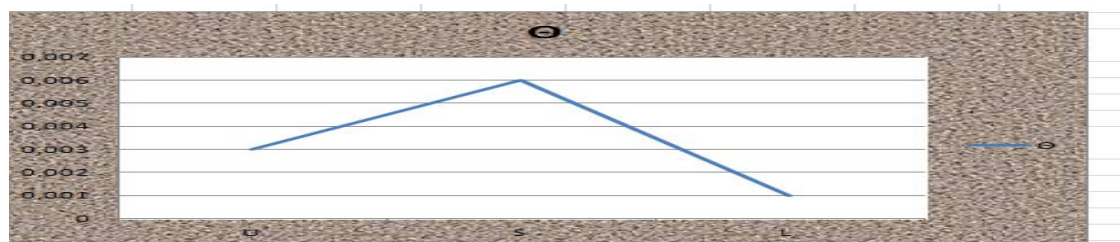
Εικόνα 103 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας



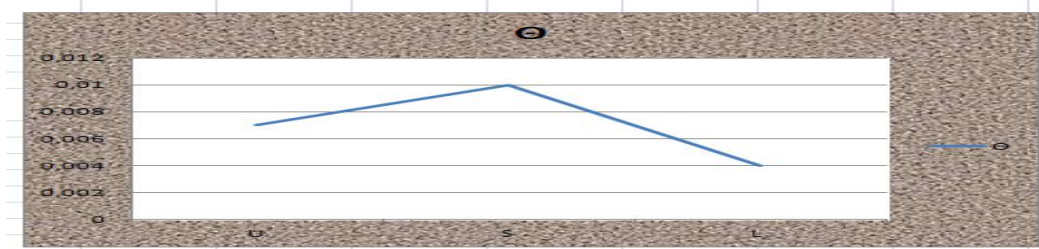
Εικόνα 104 θ ανά ένα πλαίσιο –ανάλογα με τον σύνδεσμο δυσκαμψίας



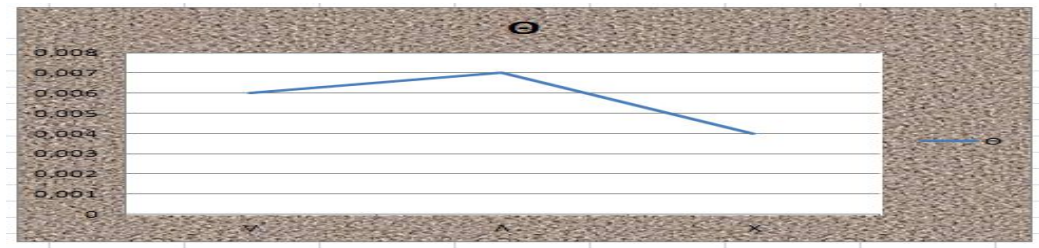
Εικόνα 105 θ ανά δύο πλαίσια –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας



Εικόνα 106 θ ανά ένα πλαίσιο –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας όμοιοι σύνδεσμοι

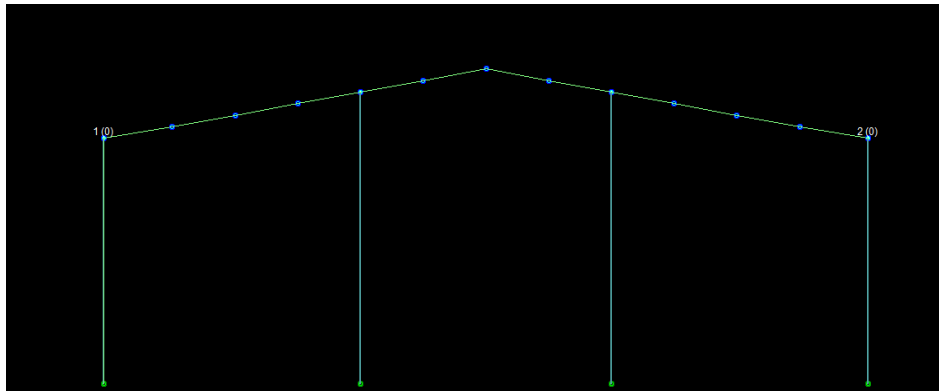


Εικόνα 107 ανά τρία πλαίσια –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας

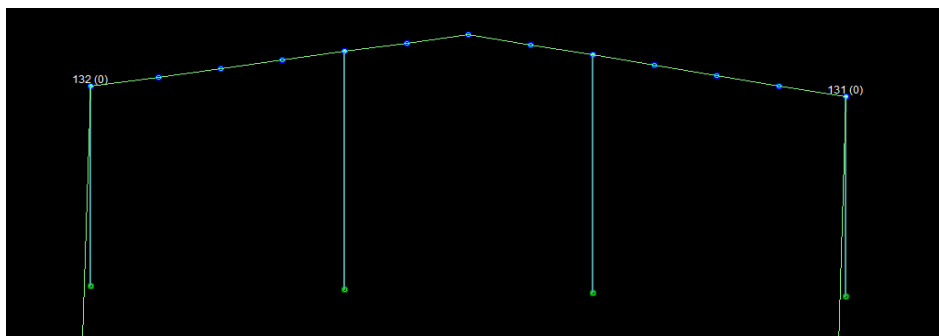


Εικόνα 108 ανά τρία πλαίσια –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας L,X,V

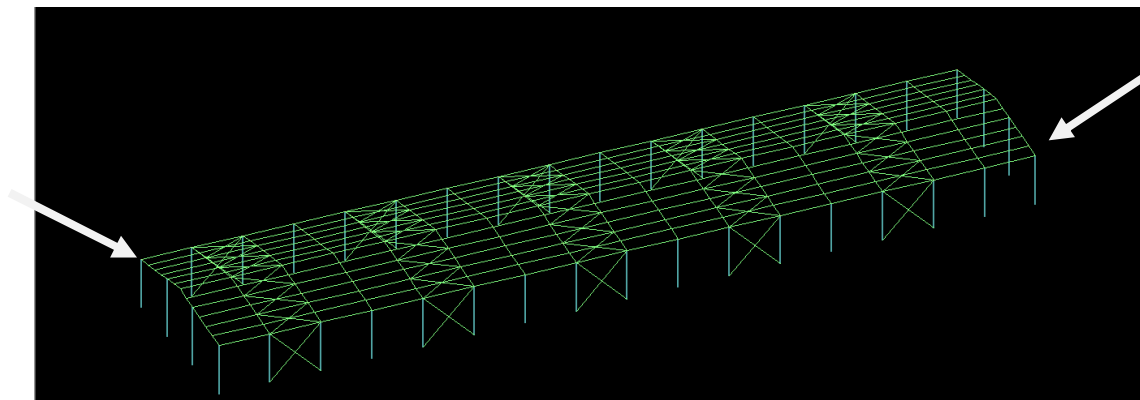
#### 4. 6 ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΚΟΜΒΩΝ



Εικόνα 109 κόμβοι 1, 2

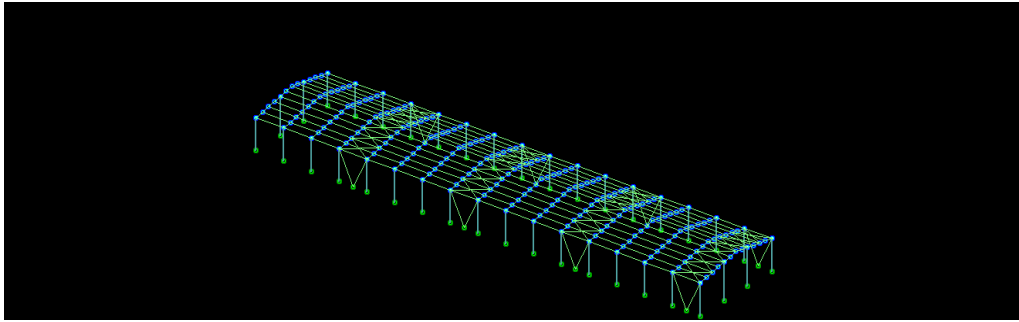


Εικόνα 110 κόμβοι 131, 132

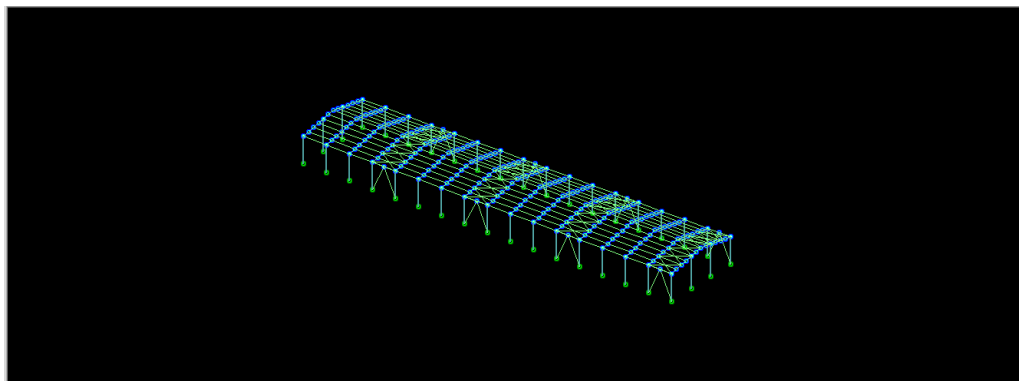


Εικόνα 111 3D απεικόνιση κτιρίου





Εικόνα 112 τύπος συνδέσμου V



Εικόνα 113 τύπος συνδέσμου Λ

Για φορτίσεις σεισμού ισχύει :

<u>Κόμβος 1</u>	<u>Κόμβος 2</u>	<u>Κόμβος 131</u>	<u>Κόμβος 132</u>
Max $\delta x$ : Μετάθεση μάζας -z διεύθυνση σεισμού 0. 00	Max $\delta x$ : Μετάθεση μάζας +z διεύθυνση σεισμού 0. 00	Max $\delta x$ : Μετάθεση μάζας +x διεύθυνση σεισμού 90. 00	Max $\delta x$ : Μετάθεση μάζας +x διεύθυνση σεισμού 90. 00
Max $\delta y$ : Μετάθεση μάζας -x διεύθυνση σεισμού 90. 00	Max $\delta y$ : Μετάθεση μάζας -x διεύθυνση σεισμού 90. 00	Max $\delta y$ : Μετάθεση μάζας +x διεύθυνση σεισμού 90. 00	Max $\delta y$ : Μετάθεση μάζας +x διεύθυνση σεισμού 90. 00

Max Μετάθεση μάζας διεύθυνση σεισμού 90. 00	δζ: -x	Max Μετάθεση μάζας διεύθυνση σεισμού 90. 00	δζ: -x	Max Μετάθεση μάζας διεύθυνση σεισμού 0. 00	δζ: -z	Max Μετάθεση μάζας διεύθυνση σεισμού 0. 00	δζ: +z
---	-----------	---	-----------	--	-----------	--	-----------

Πίνακας 25 Φορτίσεις για μέγιστες μετατοπίσεις

ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΑΝΑ ΕΝΑ ΠΛΑΙΣΙΟ						
	ΚΟΜΒΟΣ 1			ΚΟΜΒΟΣ 2			
	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δz(m)
U	5,42E-03	7,25E-06	3,14E-03	5,38E-04	7,25E-06	3,14E-03	3,14E-03
S	1,09E-03	7,25E-06	3,14E-03	1,08E-03	7,25E-06	3,14E-03	3,14E-03
L	1,47E-04	7,93E-06	3,44E-03	1,46E-04	7,93E-06	3,44E-03	3,44E-03

Πίνακας 26 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2(ανά ένα πλαίσιο)

ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΚΟΜΒΟΣ 131			ΚΟΜΒΟΣ 132			
	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δz(m)
	U	5,31E-04	1,41E-05	3,86E-03	5,30E-04	1,40E-05	3,86E-03
S	1,07E-03	1,50E-05	3,85E-03	1,07E-03	1,49E-05	3,85E-03	3,85E-03
L	1,44E-04	1,42E-05	4,34E-03	1,45E-04	1,43E-05	4,34E-03	4,34E-03

Πίνακας 27 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 132 (ανά ένα πλαίσιο)

ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΑΝΑ ΔΥΟ ΠΛΑΙΣΙΑ						
	ΚΟΜΒΟΣ 1			ΚΟΜΒΟΣ 2			
	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δz(m)
U	8,23E-04	7,24E-06	3,14E-03	8,19E-04	7,24E-06	3,14E-03	3,14E-03
S	1,65E-03	7,24E-06	3,14E-03	1,64E-03	7,24E-06	3,14E-03	3,14E-03
L	2,17E-04	7,95E-06	3,45E-03	2,17E-04	7,95E-06	3,45E-03	3,45E-03

Πίνακας 28 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2 (ανά δύο πλαίσια)

ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΚΟΜΒΟΣ 131			ΚΟΜΒΟΣ 132			
	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δx(m)	δy(m)	δz(m)	δz(m)
	U	8,74E-04	7,39E-06	3,20E-03	8,65E-04	7,39E-06	3,20E-03
S	1,71E-03	7,38E-06	3,20E-03	1,70E-03	7,39E-06	3,20E-03	3,20E-03
L	2,60E-04	7,66E-06	3,32E-03	2,56E-04	7,66E-06	3,32E-03	3,32E-03

Πίνακας 29 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 132 (ανά δύο πλαίσια)

ΚΟΜΒΟΣ 2			
ΚΟΜΒΟΣ 1	δx(m)	δy(m)	δz(m)
ΧΩΡΙΣ	1,14E-02	4,76E-06	4,50E-03
U	1,06E-03	2,79E-05	3,86E-03
S	2,10E-03	2,92E-05	3,85E-03
L	2,69E-04	2,67E-05	3,96E-03

ΚΟΜΒΟΣ 1			
ΚΟΜΒΟΣ 1	δx(m)	δy(m)	δz(m)
ΧΩΡΙΣ	1,14E-02	4,76E-06	4,50E-03
U	1,03E-03	2,69E-05	3,86E-04
S	2,04E-03	2,92E-06	3,85E-04
L	2,57E-04	2,55E-05	3,96E-04

Πίνακας 30 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2 (ανά τρία πλαίσια)

ΚΟΜΒΟΣ 1			
ΚΟΜΒΟΣ 1	δx(m)	δy(m)	δz(m)
ΧΩΡΙΣ	1,14E-02	7,24E-06	3,14E-03
U	8,71E-04	7,24E-06	3,14E-03
S	1,85E-03	7,24E-06	3,14E-03
L	3,35E-04	7,25E-06	3,14E-03

ΚΟΜΒΟΣ 2			
ΚΟΜΒΟΣ 1	δx(m)	δy(m)	δz(m)
ΧΩΡΙΣ	1,14E-02	7,24E-06	3,14E-03
U	1,10E-03	7,24E-07	3,14E-04
S	2,12E-03	7,24E-07	3,14E-04
L	3,11E-04	7,25E-07	3,14E-04

Πίνακας 31 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2 (ανά τρία πλαίσια)

ΚΟΜΒΟΣ 2	δx(m)	δy(m)	δz(m)
1	1,14E-02	7,24E-06	3,14E-03
2	1,15E-02	7,24E-06	3,14E-03
131	1,14E-02	4,76E-06	4,50E-03
132	1,15E-02	4,76E-06	4,50E-03

Πίνακας 32 Μετατοπίσεις κόμβων χωρίς τη χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας

ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΚΟΜΒΟΣ 1			ΚΟΜΒΟΣ 2		
	δx(μ)	δy(μ)	δz(μ)	δx(μ)	δy(μ)	δz(μ)
U	5,87E-04	7,25E-06	3,15E-03	5,82E-04	7,25E-07	3,15E-04
S	1,09E-03	7,25E-06	3,15E-03	1,09E-03	7,25E-06	3,15E-03
L	1,59E-04	7,26E-06	3,14E-03	1,60E-04	7,26E-07	3,15E-04

Πίνακας 33 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1,2 (όμοιοι σύνδεσμοι)

ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΚΟΜΒΟΣ 131			ΚΟΜΒΟΣ 132		
	δx(μ)	δy(μ)	δz(μ)	δx(μ)	δy(μ)	δz(μ)
U	5,86E-04	1,54E-05	4,00E-03	5,84E-04	1,54E-06	4,00E-04
S	1,07E-03	1,50E-05	3,85E-03	1,07E-03	1,49E-05	3,85E-03
L	1,64E-04	1,59E-05	4,55E-03	1,64E-05	1,59E-06	4,55E-04

Πίνακας 34 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 132 (όμοιοι σύνδεσμοι)

Στήλη1	Στήλη2	Στήλη3	Στήλη4
<b>ΚΟΜΒΟΣ</b>		<b>ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ V</b>	
	<b>δx(m)</b>	<b>δy (m)</b>	<b>δz(m)</b>
<b>1</b>	7,77E-04	7,13E-06	3,10E-03
<b>131</b>	7,30E-04	5,43E-05	3,92E-03
		<b>ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ Λ</b>	
	<b>δx(m)</b>	<b>δy (m)</b>	<b>δz(m)</b>
<b>1</b>	8,47E-04	7,13E-06	3,10E-03
<b>131</b>	8,02E-04	9,11E-06	3,90E-03
		<b>ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ Χ</b>	
	<b>δx(m)</b>	<b>δy (m)</b>	<b>δz(m)</b>
<b>1</b>	4,34E-04	7,13E-06	3,10E-03
<b>131</b>	3,91E-04	2,55E-05	3,92E-03

Πίνακας 35 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 1 τυπος συνδεσμου V,Λ,Χ

	ΚΟΜΒΟΣ 2			
	<b>δx(m)</b>	<b>δy (m)</b>	<b>δz(m)</b>	
<b>V</b>	7,68E-04	7,13E-06	3,10E-03	
<b>Λ</b>	8,05E-04	7,13E-06	3,10E-03	
<b>Χ</b>	4,28E-04	7,13E-06	3,10E-03	
	<b>ΚΟΜΒΟΣ 132</b>	<b>δy (m)</b>	<b>δz(m)</b>	
<b>V</b>	7,29E-04	5,41E-05	3,92E-03	
<b>Λ</b>	7,86E-04	9,13E-06	3,90E-03	
<b>Χ</b>	3,92E-04	2,55E-05	3,92E-03	

Πίνακας 36 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 132, 2 τυπος συνδεσμου V,Λ,Χ

#### 4. 7ΑΝΤΟΧΗ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Η αντοχή του μέλους σε λυγισμό λόγω αξονικής φόρτισης υπολογίζεται για τους δύο άξονες της διατομής του μέλους εφόσον η διατομή ανήκει σε μια εκ των κατηγοριών 1, 2 και 3. Η αντοχή αυτή αφορά –ουσιαστικά– στοιχεία που σχεδιάζονται για να λειτουργήσουν σε αξονική δύναμη π. χ. σύνδεσμοι δυασκαμψίας. Τα στοιχεία που εμφανίζονται στον πίνακα «Αντοχή μέλους σε λυγισμό»επεξηγούνται ακολούθως:

**Κ. Λ.** Καμπύλη λυγισμού που χρησιμοποιείται για την ενσωμάτωση των ατελειών, παραμενουσών τάσεων κτλ. στον υπολογισμό της αντοχής (EC3-1-1 §6. 3) ανάλογα με τον άξονα κάμψης, γεωμετρικά χαρακτηριστικά, την ποιότητα του χάλυβα και το είδος της διατομής.

**α** τιμή του συντελεστή ατελειών ανάλογα με την Κ. Λ. (EC3-1-1 πιν. 6. 1)

**K\*a0\*L** Ισοδύναμο μήκος λυγισμού

**λ** Λυγηρότητα του μέλους που ισούται με το λόγο του ισοδύναμου μήκους λυγισμού K\*a0\*L προς την ακτίνα αδρανείας ως προς τον άξονα κάμψης.

Ενδεικτικά η λυγηρότητα για λυγισμό περί τον άξονα y είναι:

$$\lambda_y = \frac{K_y a_0 L_y}{\sqrt{I_y / A}}$$

$$\lambda 1 \sqrt{235 / f_y}$$

$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$  ανηγμένη λυγηρότητα

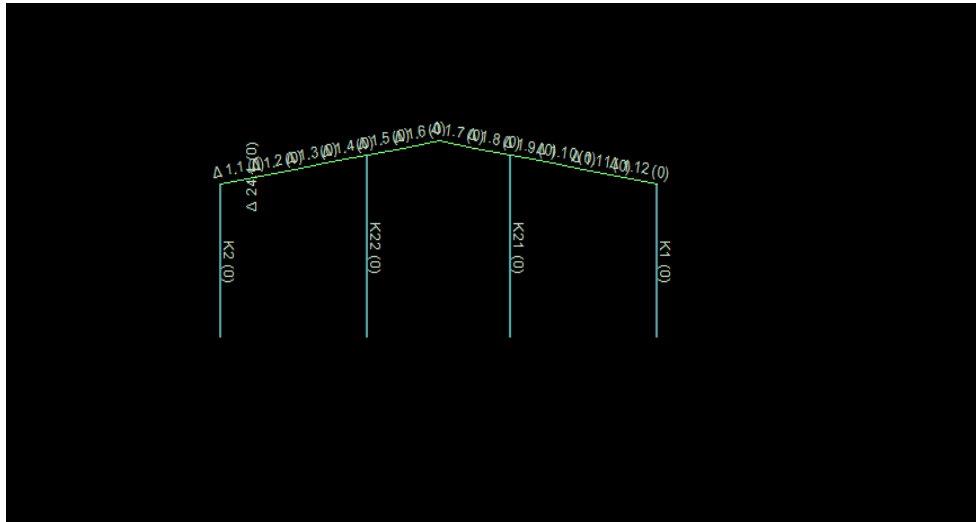
**χ** μειωτικός συντελεστής που προκύπτει για λυγισμό περί τον κάθε άξονα κάμψης (y(2) και z(3))

**N<sub>cr</sub>** λαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού υπολογισμένο για τον κάθε άξονα κάμψης. Για παράδειγμα περί τον άξονα κάμψης y το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού είναι:

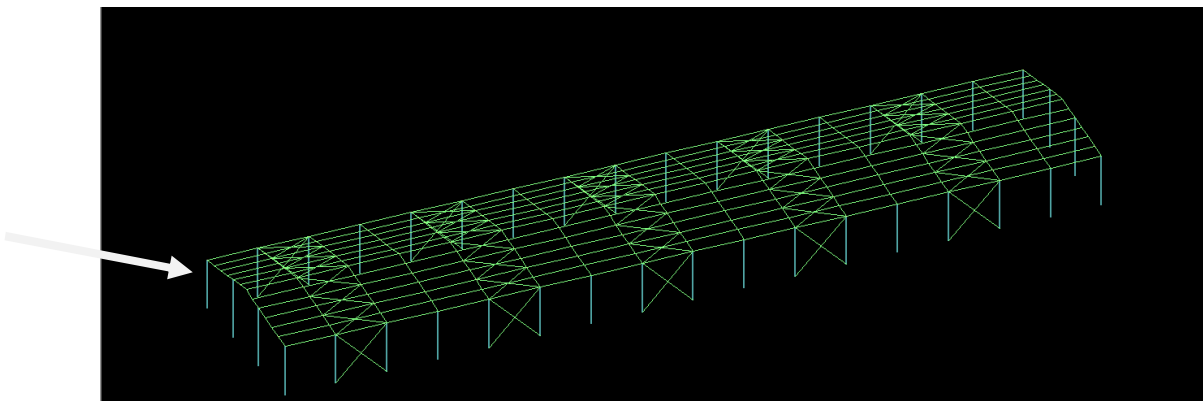
$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

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

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_y^2}$$

**Ανα ένα πλαίσιο και ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U, L, S**

Εικόνα 114 όψη πλαισίου υποστυλάματα K1 K2



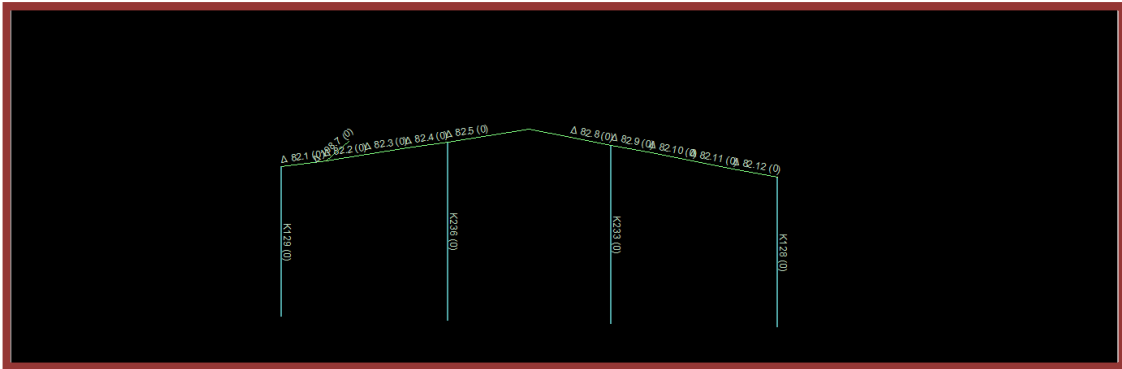
Εικόνα 115 3D Απεικόνιση κτιρίου

Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ορόφου 0										
Υποστύλωμα: K1, Όροφος 0										
Γενικά δεδομένα										
Κόμβοι	Αρχή: 1(-1)	Τέλος: 1(0)	Μέλος: 1		Υψος = 6,00 [m]					
Διατομή	HEB280									
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235				Ελαστικές αρθρώσεις					
Κανονισμός	Πλαστιμότητα :ΚΠΜ				Κύριο Μέλος		Αρχή: Οχι			Τέλος: Οχι
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00						
ΣΠΕΜ	[X]= 1.00	[Z]= 1.00								
Ανοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]										
Αξονας [J]	Κ.Λ. [J]	a [J]	K*a0*L [m]	Λ [J]	Λ1 [J]	Λ/Λ1 [J]	x [J]	Ncr [kN]	NbRd [kN]	
y	b	0,34	6,00	49,55	93,91	0,528	0,872	11094,26	2692,02	
z	c	0,49	6,00	84,63	93,91	0,901	0,599	3796,92	1850,11	
* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.										
Μέγιστα ελέγχων Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γον0n = 7,42 / 1,1γον0y = 7,42										
Φόρτ [J]	Θέση [J]	Κατηγορία [J]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+myz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
1.15G+1.05Q+1.50W[+x]	1(-1)	1	0,01	0,01	0,03	0,04	0,14	0,14	0,13	0,15
1.15G+1.05Q+1.50W[+z]	1(-1)	1	0,01	0,01	0,04	0,10	0,12	0,13	0,17	0,17
1.15G+1.50Q+0.90W[+x]	1(-1)	1	0,01	0,01	0,02	0,03	0,08	0,08	0,08	0,10

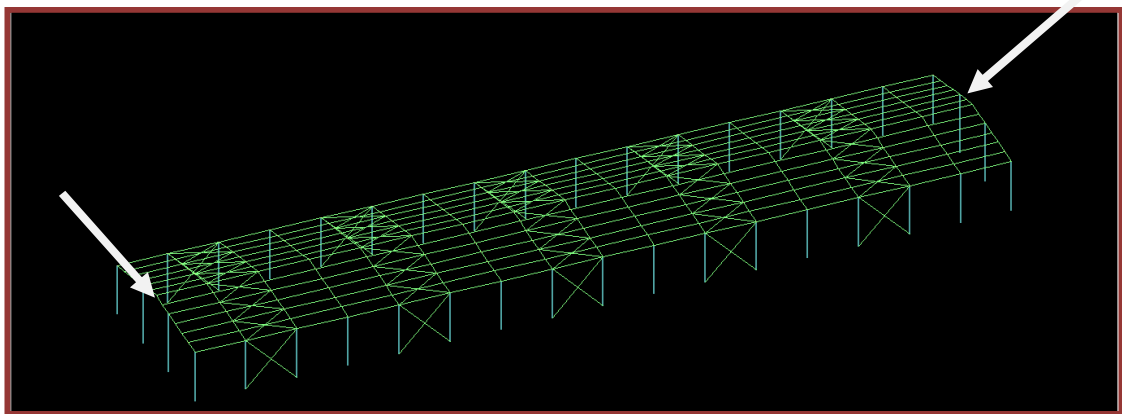
Πίνακας 37 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος K1

Υποστύλωμα: K2, Όροφος 0										
Γενικά δεδομένα										
Κόμβοι	Αρχή: 2(-1)	Τέλος: 2(0)	Μέλος: 2		Υψος = 6,00 [m]					
Διατομή	HEB280									
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235				Κύριο Μέλος		Ελαστικές αρθρώσεις			
Κανονισμός	Πλαστιμότητα :ΚΠΜ				Κύριο Μέλος		Αρχή: Οχι			Τέλος: Οχι
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00						
ΣΠΕΜ	[X]= 1.00	[Z]= 1.00								
Ανοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]										
Αξονας [J]	Κ.Λ. [J]	a [J]	K*a0*L [m]	Λ [J]	Λ1 [J]	Λ/Λ1 [J]	x [J]	Ncr [kN]	NbRd [kN]	
y	b	0,34	6,00	49,55	93,91	0,528	0,872	11094,26	2692,02	
z	c	0,49	6,00	84,63	93,91	0,901	0,599	3796,92	1850,11	
* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.										
Μέγιστα ελέγχων Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γον0n = 7,42 / 1,1γον0y = 7,42										
Φόρτ [J]	Θέση [J]	Κατηγορία [J]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+myz	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
1.15G+1.05Q+1.50W[-z]	2(-1)	1	0,01	0,02	0,02	0,07	0,19	0,19	0,17	0,20
1.00G+1.50W[-z]	2(-1)	1	0,02	0,02	0,02	0,08	0,19	0,19	0,18	0,20
1.15G+1.05Q+1.50W[+x]	2(-1)	1	0,01	0,01	0,03	0,04	0,14	0,14	0,13	0,15

Πίνακας 38 Πίνακας 12 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος K2



Εικόνα 116 όψη ακραίου πλαισίου



Εικόνα 117 3D απεικόνιση κτιρίου

Υποστυλώμα: Κ128, Όροφος 0										
<b>Γενικά δεδομένα</b>										
Κόμβοι	Αρχή: 128(-1)		Τέλος: 131(0)		Μέλος: 21			Υψος = 5,00 [m]		
Διατομή	HEB280									
Υλικό	Δομικός Χάλυβας : S235				Κύριο Μέλος			Ελαστικές αφαιρώσεις		
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ				Κύριο Μέλος			Αρχή: Όχι	Τέλος: Όχι	
Συντελεστές	κγ=1,00		κz=1,00		αυγ=1,00		αυz=1,00			
ΣΠΕΜ	χ = 1,00		z = 1,00							
<b>Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]</b>										
Αξονας	κ.λ.	a	κ*α0*L	λ	λ1	λ/λ1	κ	Ncr	NBRd	
[/]	[/]	[/]	[m]	[/]	[/]	[/]	[/]	[kN]	[kN]	
y	b	0,34	6,00	49,55	93,91	0,528	0,872	11094,26	2692,02	
z	c	0,49	6,00	81,63	93,91	0,901	0,599	3796,92	1859,11	
* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.										
<b>Μέγιστα ελέγχων Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γονζη = 12,04 / 1,1γονΩγ = 7,42</b>										
Φόρτ	Θέση	Κατηγορία	α	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61)	EC3 (6.62)
[/]	[/]	[/]							ny+myz+mzz	nz+myz+mzz
1.15G+1.05Q+1.50W(+z)	128(-1)	1	0,02	0,01	0,05	0,15	0,12	0,15	0,21	0,20
1.15G+1.50Q+0.90W(+z)	128(-1)	1	0,02	0,01	0,03	0,08	0,08	0,08	0,13	0,13

Πίνακας 39 Πίνακας 12 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος Κ128



Υποστυλώμα: K129, Όροφος 0										
<b>Γενικά δεδομένα</b>										
Κόμβοι	Αρχή: 129(-1)	Τέλος: 132(0)	Μέλος: 22				Υψος = 6,00 [m]			
Διατομή	HEB280					Ελαστικές αρθρώσεις				
Υλικό	Δομικός Χάλυβας : S235				Κύριο Μέλος		Αρχή: Οχι	Τέλος: Οχι		
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ		Κ <sub>γ</sub> =1,00		Κ <sub>z</sub> =1,00		α <sub>0γ</sub> =1,00		α <sub>0z</sub> =1,00	
Συντελεστές	Κ <sub>γ</sub> =1,00		Κ <sub>z</sub> =1,00		α <sub>0γ</sub> =1,00		α <sub>0z</sub> =1,00			
ΣΠΕΜ	χ = 1,00		z = 1,00							
<b>Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]</b>										
Αξονας	Κ.Δ.	a	K*a0*L	λ	λ1	λ/λ1	x	Ncr	NbRd	
[/]	[/]	[/]	[m]	[/]	[/]	[/]	[/]	[kN]	[kN]	
γ	b	0,34	6,00	49,55	95,91	0,528	0,872	11094,26	2692,02	
z	c	0,99	6,00	84,63	93,91	0,901	0,599	3796,92	1850,11	
* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.										
<b>Μέγιστα ελέγχων Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γονΩη = 12,04 / 1,1γονΩγ = 7,42</b>										
Φόρτ	Όση	Κατηγορία	n	νγ	νz	μγ	μz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) nγ+μγγ+μγz	EC3 (6.62) nz+μzγ+μzz
[/]	[/]	[/]								
1.15G+1.05Q+1.50W[-z]	129(-1)	1	0,01	0,02	0,03	0,10	0,19	0,20	0,20	0,22
1.00G+1.50W[-z]	129(-1)	1		0,02	0,03	0,11	0,19	0,20	0,21	0,21
1.15G+1.05Q+1.50W[-x]	129(-1)	1		0,01	0,04	0,06	0,07	0,07	0,10	0,09

Πίνακας 40 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος K129

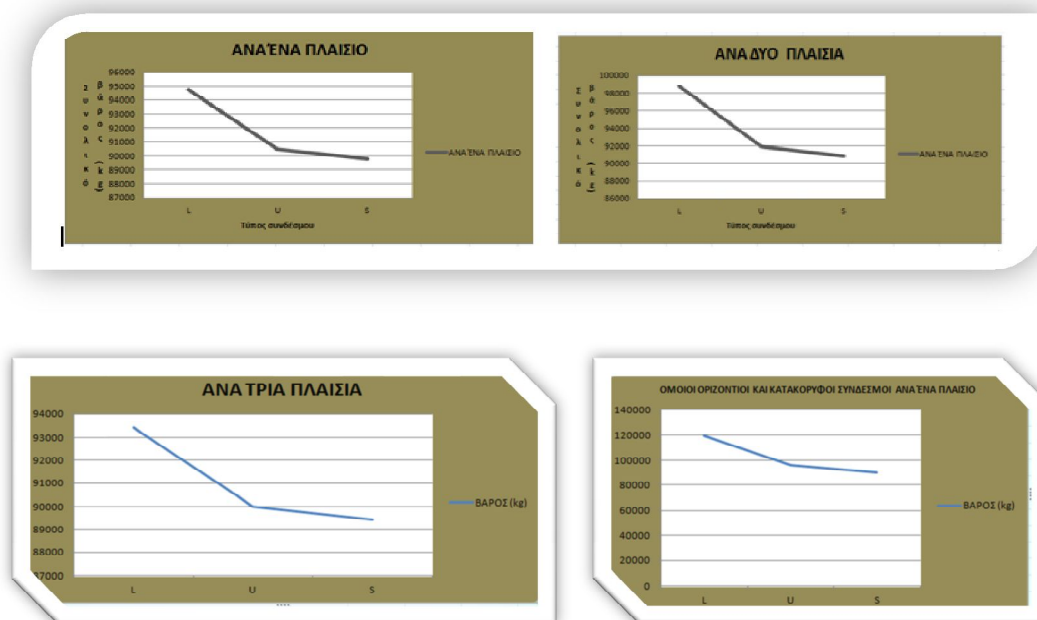
ΑΝΑ ΕΝΑ ΠΛΑΙΣΙΟ-ΑΝΑ ΔΥΟ ΠΛΑΙΣΙΑ				
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ1	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ2	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ128	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ129
	λ/λ1			
<b>U,L,S</b>				
γ	0,528			
z	0,901			

Πίνακας 41 Αντοχή υποστυλωμάτων σε λυγισμό

Όπως παρατηρείται δεν επηρεάζεται η αντοχή των υποστυλωμάτων σε λυγισμό με την αλλαγή του τύπου του συνδέσμου δυσκαμψιάς

Κεφάλαιο 5<sup>ο</sup>

## ΣΥΝΟΨΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.

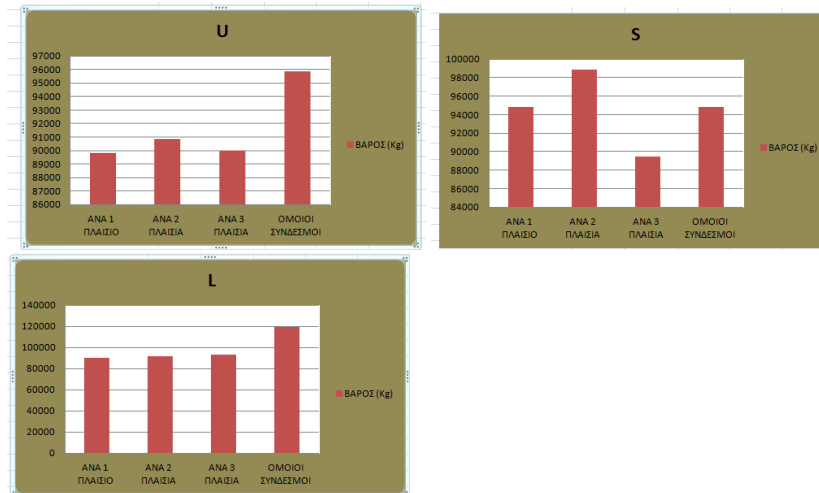
**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

Εικόνα 118 Σύγκριση βάρους

## Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	204,00	21012,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA200	28,53	1206,96
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IRE550	339,85	36024,28
4	ΤΕΓΓΙΔΑ	IRE200	1330,05	29793,22
5	ΑΦΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	1902,44	88036,47

Παρατηρείται ότι μεγαλύτερο βάρος κατασκευής, και στην περίπτωση της τοποθέτησης συνδέσμων ανα ένα πλαίσιο και ανα δύο πλαίσια, δίνεται στο τύπο συνδέσμου L.



Εικόνα 119 σύγκριση βάρους 2

Παρατηρείται ότι σε όλες τις περιπτώσεις αλλαγής τύπου συνδέσμου δυσκαμψίας το βάρος κατασκευής αυξάνεται στην περίπτωση της τοποθέτησης ανα δύο πλαίσια. Παρατηρείται ότι στην περίπτωση των όμοιων τύπων οριζόντιων και κάθετων συνδέσμων το μεγαλύτερο βάρος στους τύπους U,L ενώ στον τύπο S ο οποίος χρησιμοποιείται παντού ο ίδιος παρατηρείται μεγαλύτερο βάρος στην τοποθέτηση ανά δύο πλαίσια.



Εικόνα 120 συγριση βαρους

Παρατηρείται ότι το μεγαλύτερο βάρος υπάρχει στην περίπτωση χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Ενώ στο συνολικό μήκος δεν έχουμε διαφορά (2519,82 μ)

ΑΝΑ ΕΝΑ ΠΛΑΙΣΙΟ-ΑΝΑ ΔΥΟ ΠΛΑΙΣΙΑ			
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ			
	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ1	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ2	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ128
			ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ Κ129
	λ/λ1		
U,L,S			
	y	0,528	
	z	0,901	

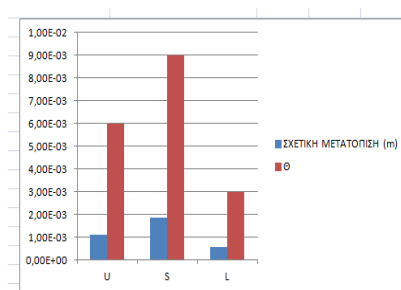
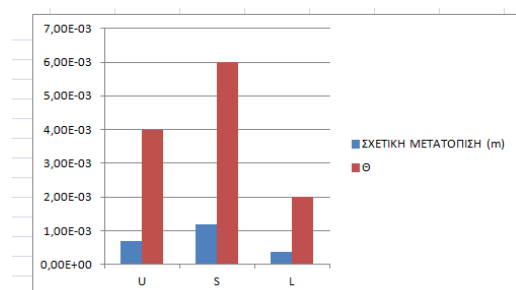
Παρατηρείται ότι με την αλλαγή του τύπου δυσκαμψίας και με την αλλαγή της τοποθέτησης (ανα δύο ή ανα ένα πλαίσιο ) δεν επηρεάζεται η αντοχή των ακραίων υποστηλωμάτων Κ1, Κ2, Κ128, Κ129 σε λυγισμό .Συγκεκριμένα ο λόγος λ/λ1 (ανηγμένη λυγηρότητα) είναι για την διεύθυνση y --0, 528 και z-- 0, 901.

### ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ

Ανά ένα πλαίσιο		
Τύπος συνδέσμου	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (m)	θ
U	6,98E-04	0,004
S	1,19E-03	0,006
L	3,59E-04	0,002
Ανά δύο πλαίσια		
Τύπος συνδέσμου	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (m)	θ
U	1,12E-03	0,006
S	1,87E-03	0,009
L	5,63E-04	0,003

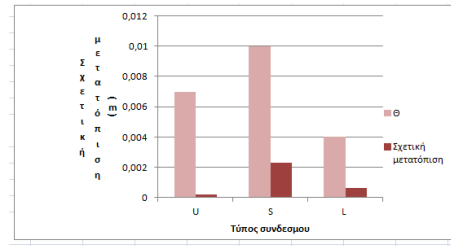
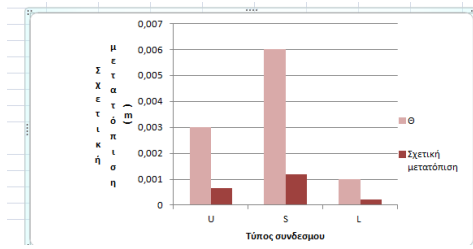
ΟΜΟΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ		
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (μ)	θ
U	6,43E-04	0,003
S	1,19E-03	0,006
L	2,31E-04	0,001
ΑΝΑ ΤΡΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ		
ΤΥΠΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ	ΣΧΕΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (μ)	θ
U	2,01E-04	0,007
S	2,31E-03	0,001
L	6,40E-04	0,04

Πίνακας 42 σχετική μετατόπιση

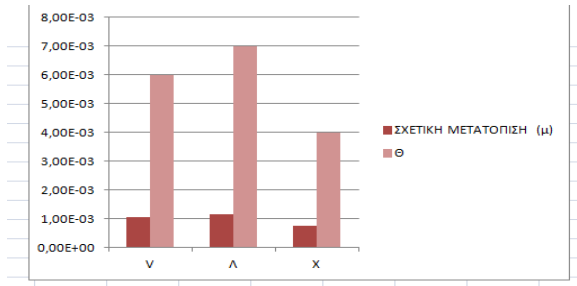


Εικόνα 121 Σχετική μετατόπιση,θ ανα ένα πλαίσιο

Εικόνα 122 Σχετική μετατόπιση,θ ανα δύο πλαίσια

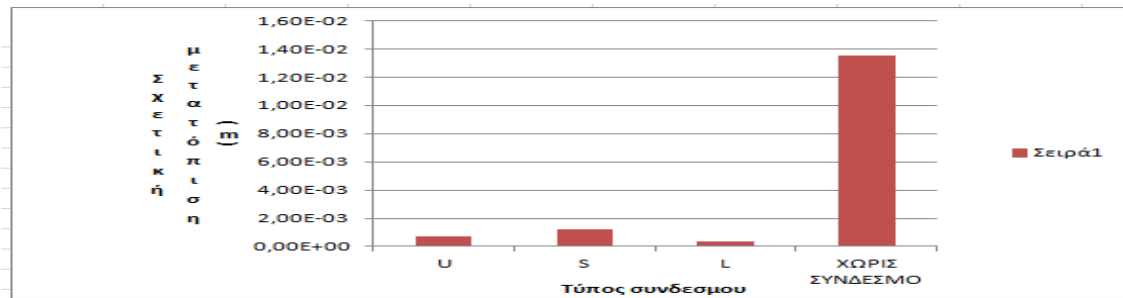


**Εικόνα 123** Σχετική μετατόπιση ,θ,όμοιοι σύνδεσμοι **Εικόνα 124** Σχετική μετατόπιση,θ ανα τρία πλαίσια



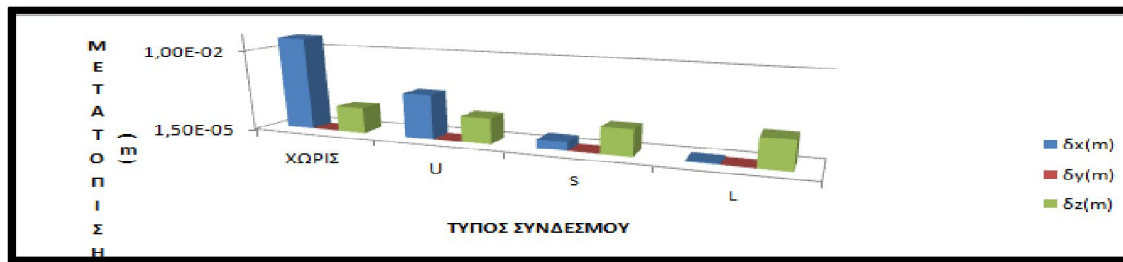
**Εικόνα 125** Σχετική μετατόπιση,θ ανα τρία πλαίσια Λ,Χ,Υ

Όπως παρατηρείται η μεγαλύτερη σχετική μετατόπιση είναι στην χρήση τύπου συνδέσμου δυσκαμψίας S όπως και το μεγαλύτερο Θ. Από πλευράς τρόπου συνδέσμου στην τοποθέτηση σε μορφή Λ των κατακόρυφω συνδέσμων παρατηρούμε το μεγαλύτερο Θ και την μεγαλύτερη σχετική μετετόπιση.



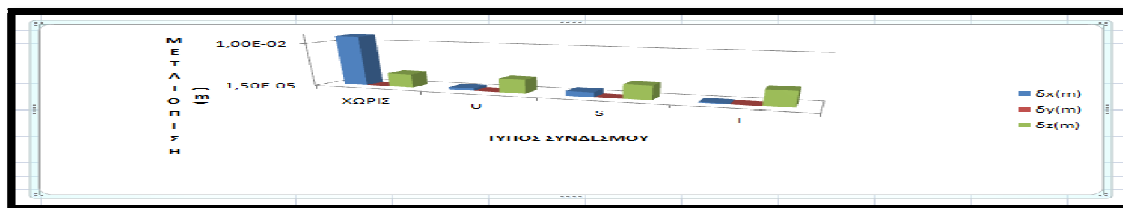
**Εικόνα 126** Σχετική μετατόπιση χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Όπως παρατηρείται η σχετική μετατόπιση του φορέα χωρίς την χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας είναι πολύ μεγαλύτερη από όλες τις χρήσεις των συνδέσμων.

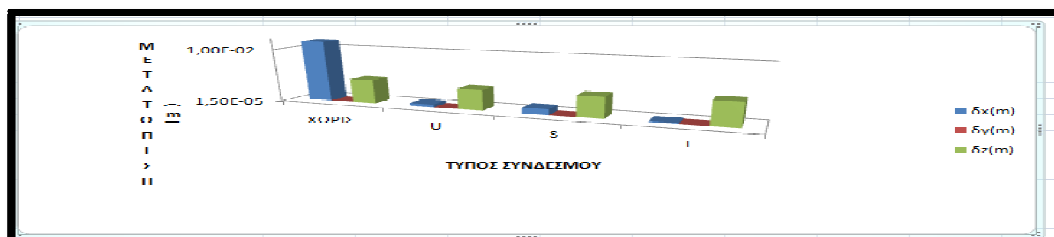


Πίνακας 43 Μετατόπιση κόμβου 1 ανα ένα πλαίσιο

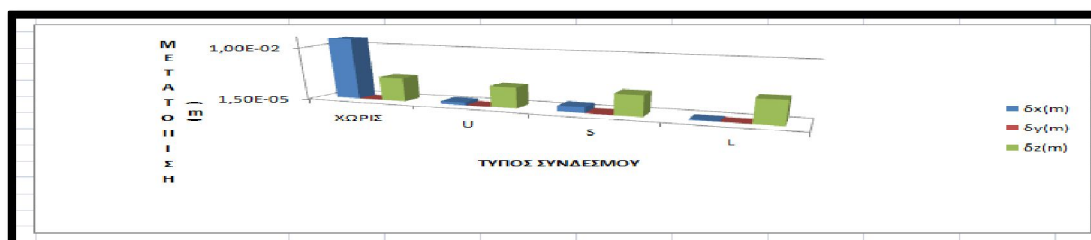
Παρατηρείται ότι για τον κόμβο 1 κατά δx μεγαλύτερη μετατόπιση έχουμε στην χρήση συνδέσμων τύπου U ενώ κατά δz στη χρήση συνδέσμων L.



Εικόνα 127 Κόμβος 2 ανα ένα πλαίσιο

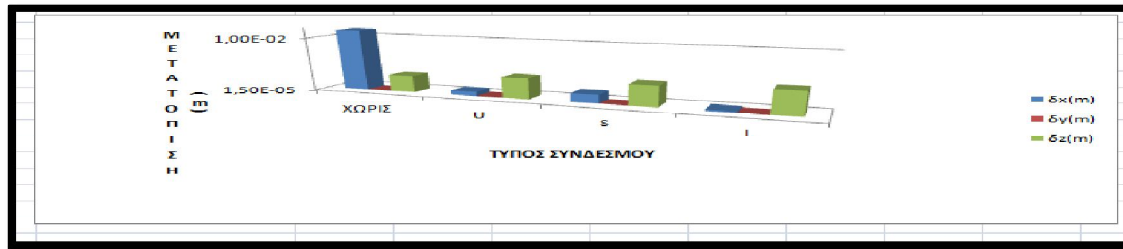


Εικόνα 128 Κόμβος 131 ανα ένα πλαίσιο

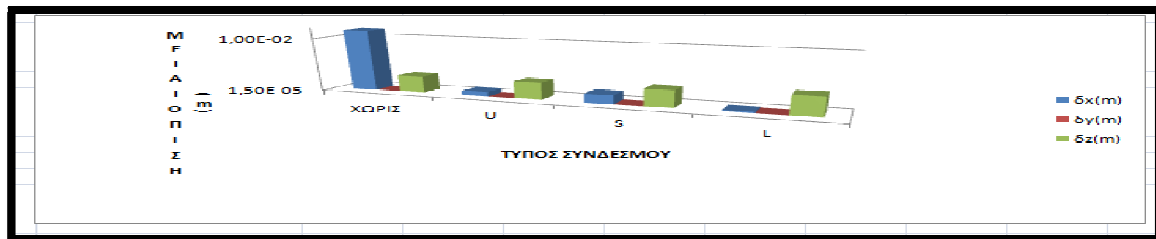


Εικόνα 129 Κόμβος 132 ανα ένα πλαίσιο

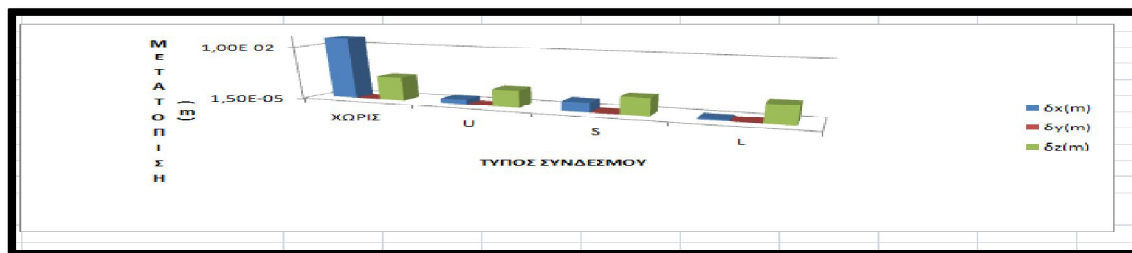
Παρατηρείται ότι για τους κόμβους 2, 131, 132 κατά δx μεγαλύτερη μετατόπιση έχουμε στην χρήση συνδέσμων τύπου U ενώ κατά δz στη χρήση συνδέσμων L. (ενώ οι διαφορές είναι πολύ μικρές).



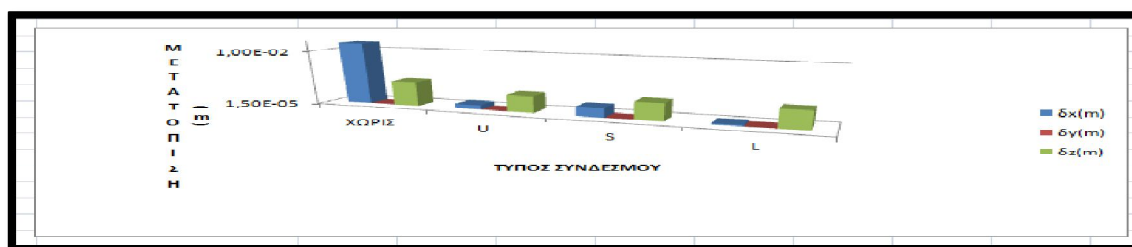
Εικόνα 130 Κόμβος 1 Ανά δύο πλαίσια



Εικόνα 131 Κόμβος 2 ανά δύο πλαίσια

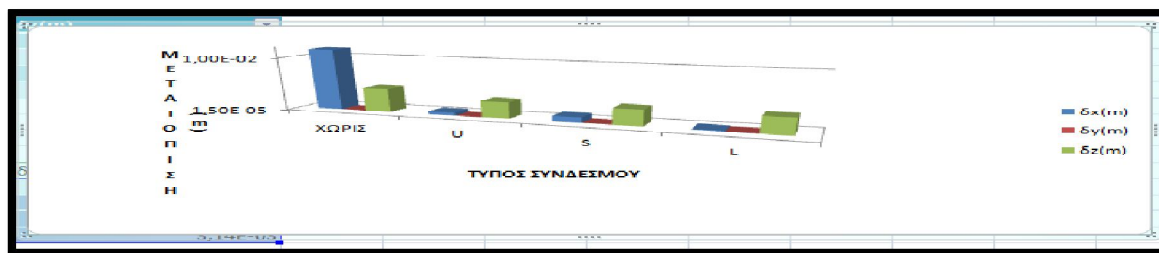


Εικόνα 132 Κόμβος 131 ανά δύο πλαίσια

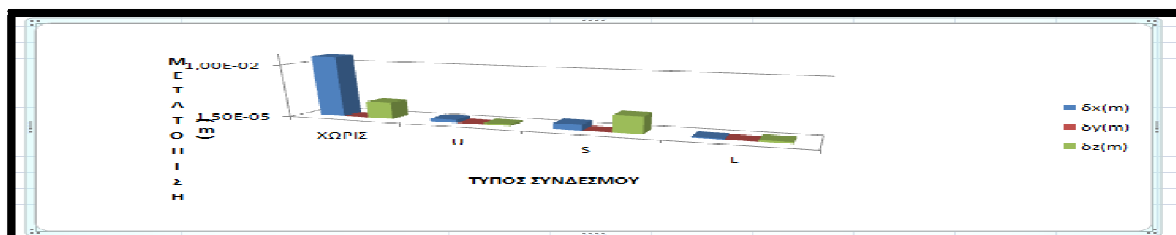


Εικόνα 133 Κόμβος 132 ανά δύο πλαίσια

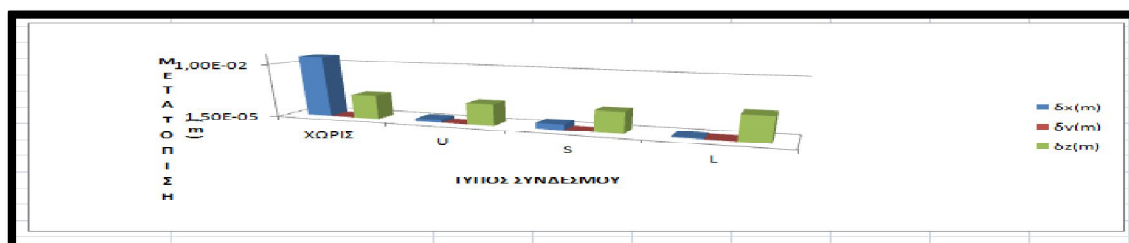
Παρατηρείται ότι για τους κόμβους 1, 2, 131, 132 για κατανομή ανά δυο πλαίσια κατά δx μεγαλύτερη μετατόπιση έχουμε στην χρήση συνδέσμων τύπου U ενώ κατά δz στη χρήση συνδέσμων L (ενώ οι διαφορές είναι πολύ μικρές).



Εικόνα 134 κόμβος 1 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι



Εικόνα 135 κόμβος 2 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι



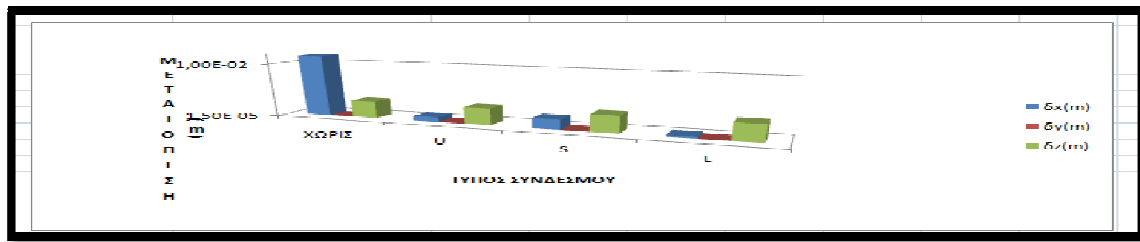
Εικόνα 136 κόμβος 131 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι



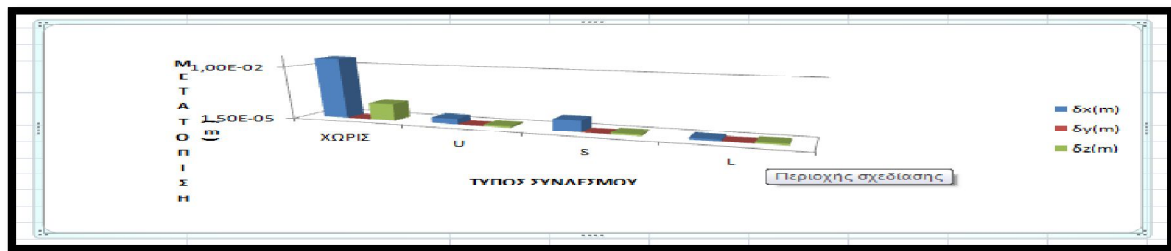
Εικόνα 137 κόμβος 132 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι

Συμπεραίνεται ότι οι κόμβοι 2,132 έχουν παρόμοια συμπεριφορά και ότι πάλι στις μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρούνται χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας ενώ στην εναλλαγή τύπων συνδέσμων έχουμε δz μεγαλύτερη στην χρήση συνδέσμων τύπου U δy, δx τύπου S. Ενώ στον 1,131 μικρές διαφορές παρατηρούνται ως προς τον τύπο συνδέσμων εκτός από την δx όπου παρατηρείται μεγαλύτερη σχετική μετατόπιση με χρήση συνδέσμων τύπου S.

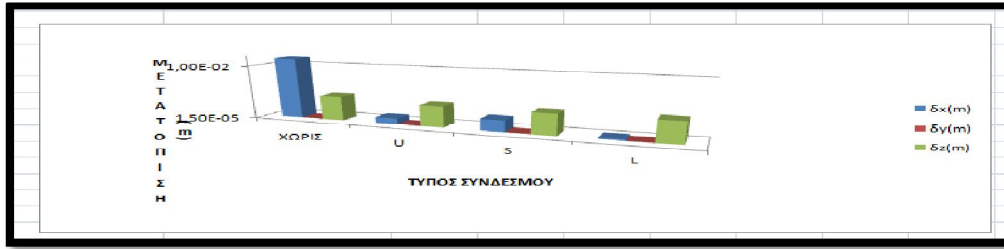




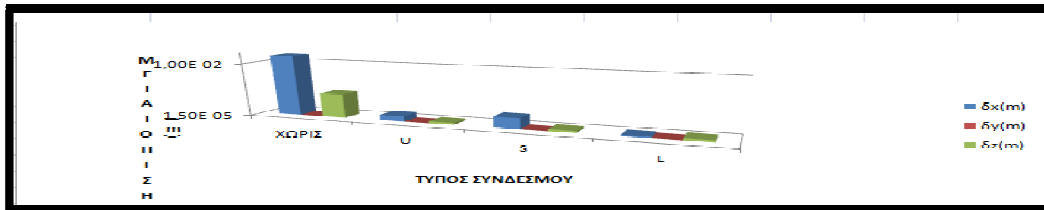
Εικόνα 138 Κόμβος 1 ανα τρία πλαίσια



Εικόνα 139 Κόμβος 2 ανα τρία πλαίσια

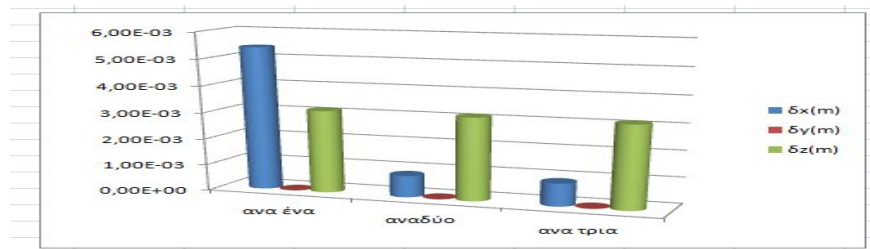


Εικόνα 140 Κόμβος 131 ανα τρία πλαίσια

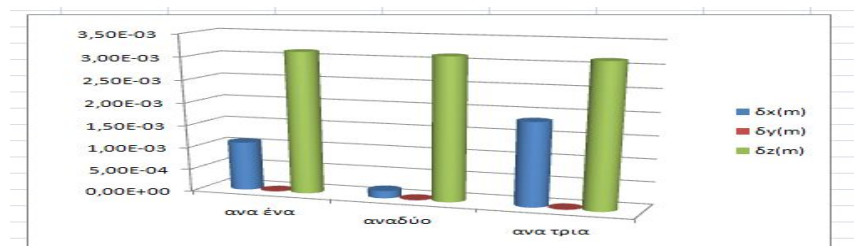


Εικόνα 141 Κόμβος 132 ανα τρία πλαίσια

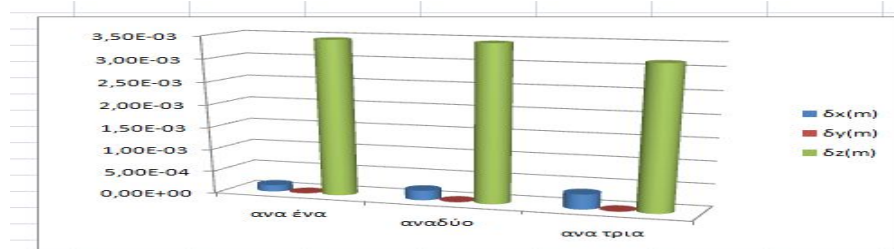
Από τα διαγράμματα βγάζουμε παρόμοια συμπεράσματα με τα παραπάνω .



Εικόνα 142 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου U

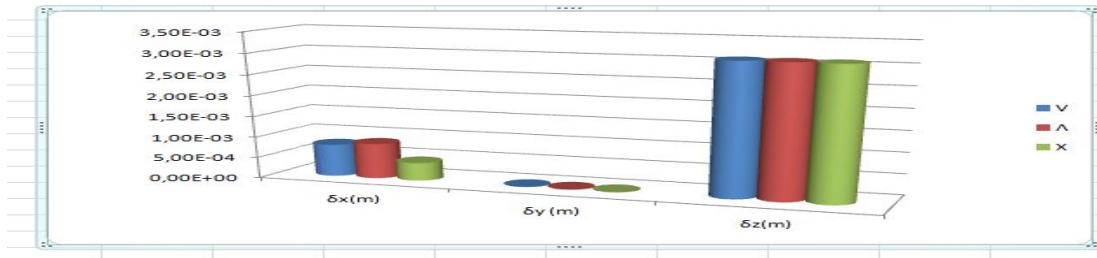


Εικόνα 143 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου S

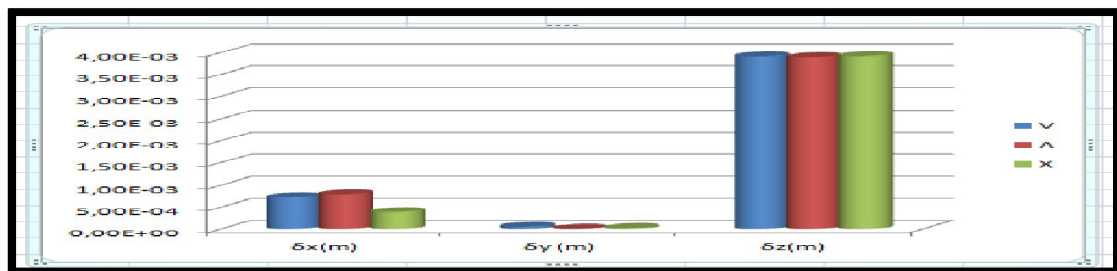


Εικόνα 144 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου L

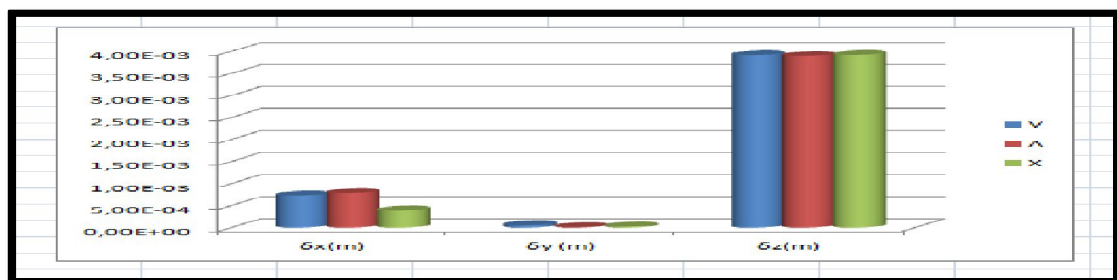
Παρατηρείται ότι για τον κόμβο 1 για τη χρήση τύπων συνδέσμων U η μεγαλύτερη  $\delta x$  παρατηρείται ανά ένα πλαίσιο ενώ για τη χρήση τύπων συνδέσμων S η μεγαλύτερη  $\delta X$  παρατηρείται ανά τρία πλαίσια και για τη χρήση τύπων συνδέσμων L η μεγαλύτερη  $\delta X$  ανά ένα πλαίσιο και  $\delta z$  ανά τρία πλαίσια.



Εικόνα 145 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου Λ,Χ,Υ



Εικόνα 146 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1,131 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου Λ,Χ,Υ



Εικόνα 147 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 2,132 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου Λ,Χ,Υ

Παρατηρείται ότι για τους κόμβους 1,131,2,132  $\delta x$  παρουσιάζεται μεγαλύτερη στο τύπο συνδέσμου Λ,  $\delta y$  στο τύπο V ενώ για τη  $\delta z$  υπάρχουν ελάχιστες διαφορές.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ο

### 6. 1 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. *ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3, ENV 1993-1-1/1992, Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα – Μέρος 1. 1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.*
2. *ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8, ENV 1998-23-4/2004, Αντισεισμικός σχεδιασμός – Μέρος 1. 1 Γενικοί κανόνες και σεισμικές δράσεις για κτίρια*
3. *ΕΑΚ 2000, 2001, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΟΑΣΠ, Αθήνα.*
4. *ΚΤΧ 2008, 2008, Νέος Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων Ο. Σ, ΥΠΕΧΩΔΕ, Αθήνα.*
5. *Χ. Κ Μπανιωτόπουλος, 2010, «Κατασκευές απο Χάλυβα- Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3» Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Αθήνα*
6. *Δ. Μπέσκος, 2012, Μεταλλικές Κατασκευές Ι και ΙΙ, Πανεπιστημιακές σημειώσεις Παν. Πατρών- Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα.*
7. *Δ. Σοφιανόπουλος, 2014, Μεταλλικές Κατασκευές Ι, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις Παν. Θεσσαλίας-Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών*
8. *Δ. Μπέσκος, Γ. Ιωαννίδης, 2003, Αντισεισμικός σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών, ΣΜΑ 60, Τόμος 2, Ελληνικό Ανοιχτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα*
9. *Α. Κουνάδης, 2007, Σιδηρές κατασκευές "Συμπεριφορά και Ανάλυση", ΕΚΔΟΣΗ Δ', ΤΟΜΟΣ 1, Αθήνα*
10. *Νικολοπούλου Β. κ Τζουμανίκα Γ., 2011, Εργασία «ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ» 17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευών Κατασκευών», Πάτρα*

## 6. 2 ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1. Σύμμικτη πλάκα με πρότυπα χαλυβδόφυλλα.....	10
Εικόνα 2. Απλοποιημένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων ΕΛΟΤ1421-2, ΕΛΟΤ1421-3 .....	11
Εικόνα 3. Πίεση του ανέμου επί των επιφανειών.....	17
Εικόνα 4. Χάρτης Σεισμικής επικινδυνότητας.....	21
Εικόνα 5. Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς $q$ .....	24
Εικόνα 6. Φασματική επιτάχυνση.....	25
Εικόνα 7 Βάρος και μάζα κτιρίου.....	26
Εικόνα 8. Τιμές συντελεστών ασφαλείας για μόνιμες και μεταβλητές δράσεις.....	28
Εικόνα 9 μεταλλικά μέλη.....	32
Εικόνα 10. Λεπτότοιγες τεγίδες επι μεταλλικού ζυγώματος.....	32
Εικόνα 11. Ζώνες επιρροής τεγίδων.....	33
Εικόνα 12. Δράσεις σε τεγίδες υπο κλίση.....	34
Εικόνα 13. Ζώνες επιρροής μηκίδων.....	35
Εικόνα 14. τρισδιάστατη απεικόνιση τεγίδων-μηκίδων.....	35
Εικόνα 15. Σύνδεση τεγίδων μέσω ελκυστήρα (ντίζας).....	36
Εικόνα 16. Συνδέσεις δικτυωτού ζυγώματος.....	38
Εικόνα 17. Έδραση μεταλλικού υποστυλώματος με αγκύρια.....	39
Εικόνα 18. Σύνδεση δικτυωτού ζυγώματος-ολόσωμου υποστυλώματος.....	41
Εικόνα 21. Απλοί και χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς.....	44
Εικόνα 22. Σύνδεσμοι τύπου V και Λ.....	44
Εικόνα 23. Σύνδεσμοι τύπου K.....	45
Εικόνα 24 Αρχείο =>νεα οικοδομή.....	48
Εικόνα 25 Κτίριο.....	49
Εικόνα 26 Αντισεισμικός κανονισμός.....	49
Εικόνα 27 Οι τέσσερις φορείς που προκύπτουν από την μετατόπιση μαζών.....	50
Εικόνα 28 Συντελεστής $q$ .....	50
Εικόνα 29 Φάσμα σχεδιασμού.....	51
Εικόνα 30 Σκυρόδεμα.....	51
Εικόνα 31 Δομικός χάλυβας.....	52
Εικόνα 32 Δοκός.....	52
Εικόνα 33 Δοκός 2.....	53
Εικόνα 34 τύπος συνδέσμου.....	53
Εικόνα 35 δομικός χάλυβας δοκού.....	54
Εικόνα 36 στατικά δοκού.....	55
Εικόνα 37 μόνιμα φορτία δοκού.....	55
Εικόνα 38 φορτία υποστηλώματος.....	56
Εικόνα 39 3d απεικόνιση.....	56
Εικόνα 40 Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας U-L-S Ενδιάμεσα πλαίσια.....	64
Εικόνα 41 πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου U –L-S –Ακραία πλαίσια.....	64
Εικόνα 42 ορισμός αξόνων υποστηλώματος.....	65

Εικόνα 43 Ροπές 2Y υποστηλωμάτων –ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση1. 35G+1. 5 *0. 7 Q .....	65
Εικόνα 44 Ροπές 2Y υποστηλωμάτων –ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση1. 35G+1. 5 *0. 7 Q .....	65
Εικόνα 45 Ροπές 2Y υποστηλωμάτων –ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση1. 35G+1. 5 *0. 7 Q ενδιάμεσα πλαίσια.....	66
Εικόνα 46 Ροπές 2Y υποστηλωμάτων –ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση1. 35G+1. 5 *0. 7 Q ενδιάμεσα πλαίσια.....	66
Εικόνα 47 Ροπές 2Y υποστηλωμάτων –ανα τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση1. 35G+1. 5 *0. 7 Q ενδιάμεσα πλαίσια.....	66
Εικόνα 48 Άξονες δοκού .....	67
Εικόνα 49 ροπές 3z δοκός –ανα ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση 1. 35G+1. 5 *0. 7 Q.....	67
Εικόνα 50 ροπές 3z δοκός –ανα δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας L, S, U-Φόρτιση 1. 35G+1. 5 *0. 7 Q.....	67
Εικόνα 51 Ροπές 3 z δοκός χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας .....	68
Εικόνα 52 Ροπές 3 z δοκός ανά ένα πλαίσιο συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου U,S,L και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	68
Εικόνα 53 Ροπές 3 z δοκός ανά τρία πλαίσια συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου U,S,L.....	68
Εικόνα 54 Ροπές 3 z δοκός ανά τρία πλαίσια συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου V,Λ .....	68
Εικόνα 55 αξονικές δυνάμεις χιαστί συνδεσμών .....	69
Εικόνα 56 αξονικές δυνάμεις V συνδεσμών.....	69
Εικόνα 57 αξονικές δυνάμεις Λ συνδεσμών.....	69
Εικόνα 58 ροπές 3z τεγίδων .....	70
Εικόνα 59 μετατόπιση μάζας +z φόρτιση άνεμος +x.....	71
Εικόνα 60 μετατόπιση μάζας +z φόρτιση άνεμος +z .....	71
Εικόνα 61 Άνεμος +X μετατόπιση μάζας –z τυπος συνδεσμου Λ.....	72
Εικόνα 62 Άνεμος +X μετατόπιση μάζας –z τυπος συνδεσμου V.....	72
Εικόνα 63 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Uανα δύο πλαίσια .....	73
Εικόνα 64 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα δύο πλαίσια .....	73
Εικόνα 65 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα δύο πλαίσια .....	73
Εικόνα 66 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Uανα ένα πλαίσιο .....	74
Εικόνα 67 Εικόνα 35 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα ένα πλαίσιο Ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L.....	74
Εικόνα 68 Εικόνα 35 συνολική προμέτρηση - σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα ένα πλαίσιο .....	74
Εικόνα 69 βάρος χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας .....	74
Εικόνα 70 βάρος Ανά ένα πλαίσιο συνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U και οριζόντιοι σύνδεσμοι.....	75
Εικόνα 71 βάρος Ανά ένα πλαίσιο συνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U και οριζόντιοι σύνδεσμοι.....	75
Εικόνα 72 βάρος Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U .....	75
Εικόνα 73 βάρος Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L.....	76
Εικόνα 74 βάρος Ανά τρία πλαίσια συνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S.....	76

Εικόνα 75 βάρος ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι τύπου V.....	76
Εικόνα 76 βάρος ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι τύπου Λ.....	77
Εικόνα 77 βάρος ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι τύπου Χ.....	77
Εικόνα 78 πίνακας συνολικών προμετρήσεων ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου .....	77
Εικόνα 79 σύγκριση συνολικού βάρους ανάλογα με το τύπο συνδέσμου .....	78
Εικόνα 80 σύγκριση βάρους ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου .....	78
Εικόνα 81 σύγκριση βάρους ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου .....	78
Εικόνα 82 σύγκριση βάρους ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου .....	78
Εικόνα 83 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα δύο πλαίσια .....	79
Εικόνα 84 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα δύο πλαίσια .....	80
Εικόνα 85 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα δύο πλαίσια.....	80
Εικόνα 86 φαινόμενα 2ας τάξεως σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα ένα πλαίσιο .....	80
Εικόνα 87 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα ένα πλαίσιο .....	81
Εικόνα 88 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα ένα πλαίσιο .....	81
Εικόνα 89 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα τρία πλαίσια.....	81
Εικόνα 90 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα τρία πλαίσια .....	82
Εικόνα 91 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα τρία πλαίσια.....	82
Εικόνα 92 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U ανα ένα πλαίσιο όμοιοι σύνδεσμοι.....	82
Εικόνα 93 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L ανα ένα πλαίσιο όμοιοι σύνδεσμοι.....	83
Εικόνα 94 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S ανα ένα πλαίσιο όμοιοι σύνδεσμοι.....	83
Εικόνα 95 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V ανα τρία πλαίσια .....	83
Εικόνα 96 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ ανα τρία πλαίσια .....	84
Εικόνα 97 φαινόμενα 2ας σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Χ ανα τρία πλαίσια .....	84
Εικόνα 98 Συνολικός πίνακας μετατοπίσεων .....	85
Εικόνα 99 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας .....	85
Εικόνα 100 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας .....	85
Εικόνα 101 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας όμοιοι σύνδεσμοι .....	85
Εικόνα 102 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας .....	85
Εικόνα 103 Σχετική μετατόπιση βάση το σύνδεσμο δυσκαμψίας .....	86
Εικόνα 104 Θ ανα ένα πλαίσιο –ανάλογα με τον σύνδεσμο δυσκαμψίας .....	86
Εικόνα 105 θ ανά δύο πλαίσια –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας.....	86
Εικόνα 106 ανά ένα πλαίσιο –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας όμοιοι σύνδεσμοι.....	86
Εικόνα 107 ανά τρία πλαίσια –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας.....	87
Εικόνα 108 ανά τρία πλαίσια –ανάλογα με τον τύπο συνδέσμου δυσκαμψίας Λ,Χ,Υ.....	87
Εικόνα 109 κόμβοι 1, 2 .....	88
Εικόνα 110 κόμβοι 131, 132 .....	88
Εικόνα 111 3D απεικόνιση κτιρίου .....	88
Εικόνα 112 τύπος συνδέσμου V .....	89
Εικόνα 113 τύπος συνδέσμου Λ .....	89
Εικόνα 114 όψη πλαισίου υποστυλάματα K1 K2 .....	94

Εικόνα 115 3D Απεικόνιση κτιρίου .....	94
Εικόνα 116 όψη ακραίου πλαισίου .....	96
Εικόνα 117 3D απεικόνιση κτιρίου .....	96
Εικόνα 118 Σύγκριση βάρους .....	98
Εικόνα 119 σύγκριση βάρους 2 .....	99
Εικόνα 120 σύγκριση βάρους.....	99
Εικόνα 121 Σχετική μετατόπιση,θ ανα ένα πλαίσιο Εικόνα 122 Σχετική μετατόπιση,θ ανα δύο πλαίσια .....	100
Εικόνα 123 Σχετική μετατόπιση ,θ,όμοιοι σύνδεσμοι Εικόνα 124 Σχετική μετατόπιση,θ ανα τρία πλαίσια .....	101
Εικόνα 125 Σχετική μετατόπιση,θ ανα τρία πλαίσια Λ,Χ,Υ .....	101
Εικόνα 126 Σχετική μετατόπιση χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας .....	101
Εικόνα 127 Κόμβος2 ανα ενα πλαίσιο .....	102
Εικόνα 128 Κόμβος 131 ανα ενα πλαίσιο .....	102
Εικόνα 129 Κόμβος 132 ανα ενα πλαίσιο.....	102
Εικόνα 130 Κόμβος 1 Ανά δύο πλαίσια.....	103
Εικόνα 131 Κόμβος 2 ανά δύο πλαίσια .....	103
Εικόνα 132 Κόμβος 131 ανά δύο πλαίσια .....	103
Εικόνα 133 Κόμβος 132 ανά δύο πλαίσια .....	103
Εικόνα 134 κόμβος 1 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι.....	104
Εικόνα 135 κόμβος 2 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι.....	104
Εικόνα 136 κόμβος 131 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι .....	104
Εικόνα 137 κόμβος 132 ανα ένα πλαίσιο ομοιοι σύνδεσμοι .....	104
Εικόνα 138 Κόμβος 1 ανα τρία πλαίσια .....	105
Εικόνα 139 Κόμβος 2 ανα τρία πλαίσια .....	105
Εικόνα 140 Κόμβος 131 ανα τρία πλαίσια .....	106
Εικόνα 141 Κόμβος 132 ανα τρία πλαίσια .....	106
Εικόνα 142 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου U.....	106
Εικόνα 143 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου S .....	106
Εικόνα 144 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου L .....	106
Εικόνα 145 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου Λ,Χ,Υ .....	107
Εικόνα 146 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 1,131 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου Λ,Χ,Υ .....	107
Εικόνα 147 σύγκριση μετακινήσεων κόμβου 2,132 με βάση την διατάξη των συνδέσμων τύπου Λ,Χ,Υ .....	107



### 6.3 ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1 ονομάστικές Τιμές $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> ) ΚΑΙ $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> ) Για εν θερμώ ελάτους χάλυβα (EC3) .....	9
Πίνακας 2 Όρια των μηχανικών ιδιοτήτων των χαλύβων σε εφελκυσμό κατά ΕΛΟΤ1421-2 και ΕΛΟΤ1421-3 .....	12
Πίνακας 3 Συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G$ για μόνιμες δράσεις (EC1, 1991) .....	13
Πίνακας 4 Συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q$ μεταβλητών φορτίων (EC0, 1990) .....	14
Πίνακας 5. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών $\Psi$ για κτίρια (EC0, 1990) .....	15
Πίνακας 6 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.....	21
Πίνακας 7 Κατηγορίες Εδαφών (EC8, 1998) .....	22
Πίνακας 8 Συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων (EC8, 1998) .....	23
Πίνακας 9 Συντελεστές Ασφαλείας.....	29
Πίνακας 10 . Μέγιστα επιτρεπόμενα κατακόρυφα βέλη κάμψης .....	31
Πίνακας 11 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U.....	58
Πίνακας 12 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S .....	59
Πίνακας 13 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά δύο πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L.....	59
Πίνακας 14 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U.....	59
Πίνακας 15 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S .....	60
Πίνακας 16 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L.....	60
Πίνακας 17 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U (ομοιοι οριζοντιοι σύνδεσμοι ).....	60
Πίνακας 18 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L (ομοιοι οριζοντιοι σύνδεσμοι ) .....	61
Πίνακας 19 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά ένα πλαίσιο σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S.....	61
Πίνακας 20 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου U .....	61
Πίνακας 21 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου L.....	62
Πίνακας 22 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου S.....	62
Πίνακας 23 Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών ανά τρία πλαίσια σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V.....	62
Πίνακας 24 πίνακας $k\delta/\lambda\delta$ .....	63
Πίνακας 25 Φορτίσεις για μέγιστες μετατοπίσεις.....	90
Πίνακας 26 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2(ανά ένα πλαίσιο).....	90
Πίνακας 27 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 132 (ανά ένα πλαίσιο).....	90
Πίνακας 28 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2 (ανά δύο πλαίσια) .....	90

Πίνακας 29 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 132 (ανά δύο πλαίσια) .....	90
Πίνακας 30 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2 (ανά τρία πλαίσια).....	91
Πίνακας 31 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1, 2 (ανά τρία πλαίσια) .....	91
Πίνακας 32 Μετατοπίσεις κόμβων χωρίς τη χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας .....	91
Πίνακας 33 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 1,2 (όμοιοι σύνδεσμοι ) .....	91
Πίνακας 34 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 132 (όμοιοι σύνδεσμοι).....	91
Πίνακας 35 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 131, 1 τυπος συνδεσμου V,Λ,Χ.....	92
Πίνακας 36 Μέγιστες μετατοπίσεις κόμβων 132, 2 τυπος συνδεσμου V,Λ,Χ.....	92
Πίνακας 37 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος K1 .....	95
Πίνακας 38 Πίνακας 12 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος K2.....	95
Πίνακας 39 Πίνακας 12 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος K128.....	96
Πίνακας 40 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτος K129 .....	97
Πίνακας 41 Αντοχή υποστυλωμάτων σε λυγισμό .....	97
Πίνακας 42 σχετική μετατόπιση .....	100
Πίνακας 43 Μετατόπιση κόμβου 1 ανα ένα πλαίσιο .....	102