

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



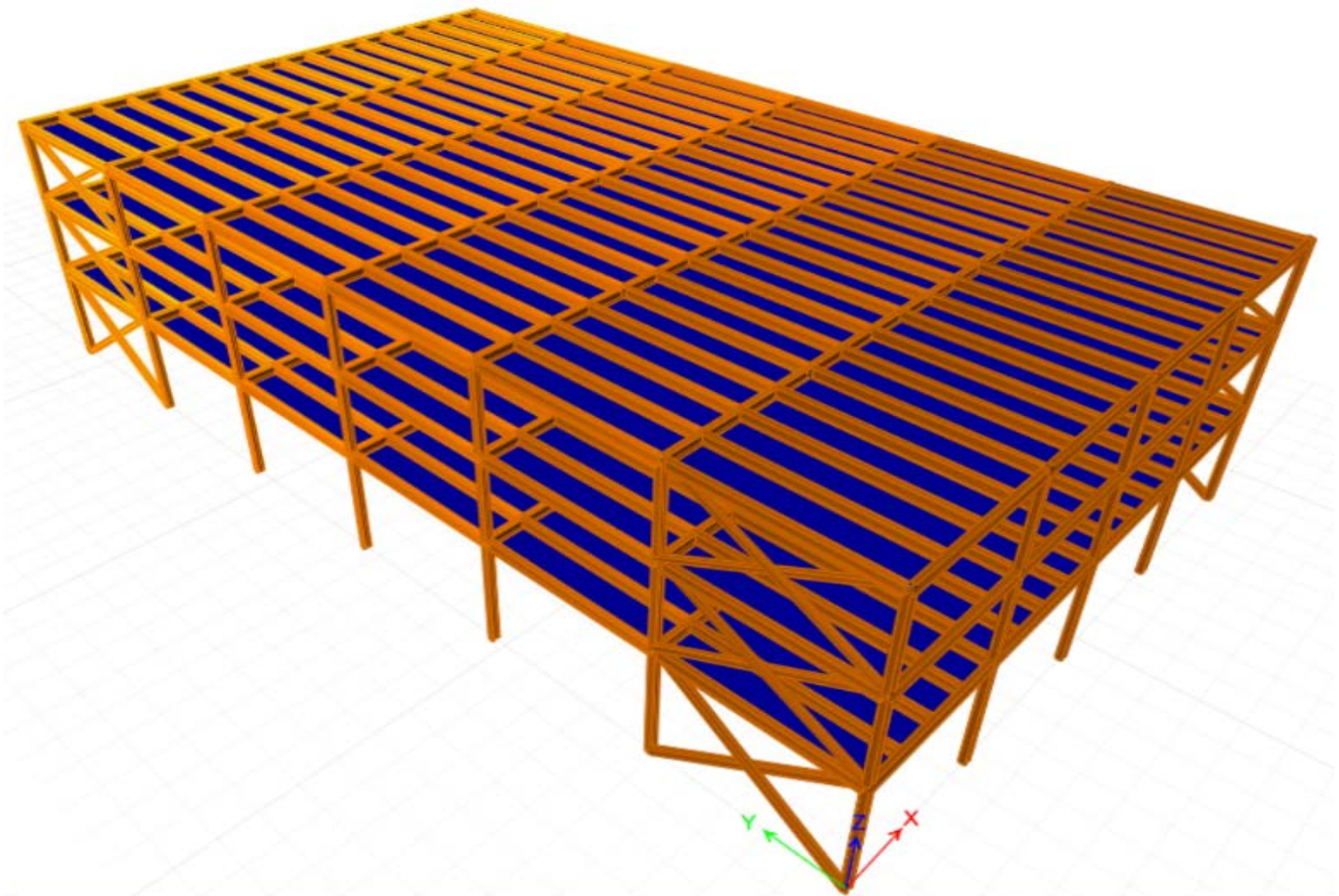
NATIONAL TECHNICAL  
UNIVERSITY OF ATHENS

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ  
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

SCHOOL OF CIVIL  
ENGINEERING STRUCTURAL  
ENGINEERING

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

**Σχεδιασμός 3όροφου κτιρίου γραφείων από  
μεταλλικό σκελετό**  
**Design of a three-story commercial steel  
building**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΑΜΠΑΝΗΣ ΜΙΧΑΗΛ**

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2017

**EMK ΔΕ 2017 / 24**

ΣΑΜΠΑΝΗΣ ΜΙΧΑΗΛ (2017)

Σχεδιασμός 3όροφου κτιρίου γραφείων από μεταλλικό σκελετό

Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017 / 24

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

SAMPANIS MICHAEL (2017)

Design of a three-story commercial steel building

Diploma Thesis, ΕΜΚ ΔΕ 2017 / 24

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	6
ABSTRACT.....	7
Ευχαριστίες.....	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 <sup>ο</sup> ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	9
1.1 Γενικά στοιχεία περί δομικού χάλυβα.....	9
1.2 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας.....	10
1.3 Περιγραφή του φορέα.....	11
1.3.1 Αρχιτεκτονικά.....	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 <sup>ο</sup> ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	15
2.1 Υλικά.....	15
2.1.1 Δομικός χάλυβας S275.....	15
2.1.2 Σκυρόδεμα C 20/25.....	16
2.1.3 Χάλυβας σπλισμού B500C.....	17
2.1.4 Χαλυβδόφυλλο (Σύμμεικτης πλάκας).....	18
2.2 Κατηγορίες δράσεων.....	19
2.2.1 Μόνιμες δράσεις (G).....	20
2.2.2 Μεταβλητές δράσεις (Q).....	20
2.2.3 Δράσεις ανέμου (Ανεμοπίεση).....	21
2.2.4 Φορτία χιονιού.....	31
2.2.5 Σεισμικές δράσεις.....	32
2.3 Συντελεστές ασφαλείας – Οριακές καταστάσεις.....	37
2.3.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων.....	38
2.3.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων (των διατομών).....	38
2.3.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ.....	39
2.3.4 Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	40
2.3.5 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).....	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 <sup>ο</sup> ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ.....	43
3.1 Γενικά.....	43
3.2 Δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού.....	43
3.2.1 Σύμμικτες πλάκες.....	43
3.2.2 Δοκοί.....	43

3.2.3 Διαδοκίδες.....	43
3.2.4 Υποστυλώματα .....	43
3.2.5 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας .....	44
3.3 Περιγραφή βασικών ελέγχων .....	44
3.4 Κατάταξη διατομών .....	45
3.5 Οριακή κατάσταση αστοχίας .....	47
3.5.1 Αντοχή διατομών .....	47
3.5.2 Αντοχή Μελών .....	49
3.6 Ανάλυση και έλεγχος διαδοκίδας .....	50
3.6.1 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας .....	52
3.6.2 Έλεγχος επάρκειας έναντι τέμνουσας. ....	53
3.6.3 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	57
3.7 Ανάλυση και έλεγχος δοκών κατά Υ (δευτερεύουσες) .....	58
3.8 Έλεγχος και ανάλυση δοκών κατά Χ (Κύριες) .....	62
3.9 Ανάλυση και έλεγχος υποστυλωμάτων .....	68
3.10 Έλεγχος και ανάλυση χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας .....	75
3.10.1 Συνδυασμός $RSPY+0,3RSPX+G+0,3Q$ .....	75
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 <sup>ο</sup> ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ .....	82
4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	82
4.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ – ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ .....	83
4.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ .....	89
4.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΡΟΠΗΣ ΔΟΚΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	96
4.5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	107
4.6 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΚΟΠΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ .....	121
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 <sup>ο</sup> ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ .....	133
5.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ. ....	134
5.1.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΣΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ. ....	134
5.1.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ .....	141
5.1.3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ . ....	141
5.1.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΙΡΡΟΩΝ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ .....	143
5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ .....	144
5.2.1 Συνδυασμός $RSPX + 0,3 RSPY + G + 0,3Q$ και αποτελέσματα ανάλυσης. ....	144

5.2.2 Συνδυασμός $RSPY + 0,3 RSPX + G + 0,3Q$ και αποτελέσματα ανάλυσης .....	148
5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ. ....	151
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6° ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	154
6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	154
6.2 ΣΕΙΣΜΟΣ Northridge. ....	155
6.3 ΣΕΙΣΜΟΣ Imperial Valley. ....	167
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7° ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ. ....	173
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ. ....	174

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Σχεδιασμός Ζόροφου κτιρίου γραφείων από μεταλλικό σκελετό**

Σαμπάνης Μιχαήλ (Επιβλέπων: κ. Ραυτογιάννης Ιωάννης)

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο τη μελέτη και τον σχεδιασμό (ανάλυση και διαστασολόγηση) ενός τριώροφου μεταλλικού κτιρίου. Το κτίριο προορίζεται για χρήση γραφείων. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό ETABS 2015 ενώ ο έλεγχος και η επάρκεια των συνδέσεων έγινε με το λογισμικό Autodesk Robot structural 2014. Αναλυτικότερα η δομή της διπλωματικής εργασίας ως εξής:

Στο πρώτο κεφάλαιο αναφέρονται κάποια γενικά στοιχεία για το δομικό χάλυβα, το αντικείμενο της μελέτης και οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν καθώς και γίνεται μια περιγραφή του φορέα.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, αναφέρεται εκτενώς ο τρόπος με τον οποίο πρέκυψαν τα φορτία και οι δρασεις που καταπονούν τη κατασκευή και δινόνται και οι συνδυασμοί με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα βασικότερα δομικά στοιχεία ενός κτιρίου από χάλυβα γίνεται μια περιγραφή των βασικών ελέγχων και παρατίθενται αναλυτικά όλοι οι έλεγχοι και τα αποτελέσματα για τα μέλη του φορέα με το λογισμικό ανάλυσης.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά με το λογισμικό robot κάποιες συνδέσεις στη κατασκευή, φαίνεται ο τρόπος υλοποίησης τους καθώς και γίνονται όλοι οι έλεγχοι για την επάρκεια τους.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η δυναμική ανάλυση του κτιρίου και προκύπτουν αναλυτικά οι ιδιομορφές.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται κάποια εισαγωγικά στοιχεία για τη χρήση επιταγχοσιονγραφημάτων στις κατασκευές και γίνονται κάποιες αναλύσεις με βάση πραγματικές καταγραφές σεισμικών διεργάσεων.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS

## **Design of a three-story commercial steel building**

Sampanis Michail (Supervised by Raftogiannis Ioannis)

### **ABSTRACT**

The presents diploma thesis aims at the study and the design (analysis and dimensioning) of a three-story steel building. The building is intended for offices use. The analyses were carried out with the software ETABS 2015 while the check and the adequacy of connections with the computational Autodesk Robot structural 2014. In more details the content of diploma thesis is the following:

In the first chapter are reported some general data for the structural steel, the content of the study and the regulations that were used, as well as a description of the structure.

In the second chapter are presented the materials that were used, is extensively reported the way with which have emerged the loads that acting on the structure and is given also the combinations with whom the analysis has done.

In the third chapter are presented the more basic structural elements of steel building, a description of basic resistance checks and are mentioned analytically all the results for the members of the structure with the software of analysis.

In the fourth chapter are presented analytically with computational program robot some connections of the building, it appears the way that they have come carried out and also all the checks for their adequacy.

In the fifth chapter is presented the dynamic analysis of the building.

In the sixth chapter are presented certain introductive data for the use of accelerograms in the buildings that concern a civil engineer and are executed some certain analyses with base real recordings of seismic stimulations.

## **Ευχαριστίες**

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κύριο Ιώαννη Ραυτογιάννη για την πολύτιμη και καθοριστική καθοδήγησή του, καθώς και τον κύριο θανόπουλο για κάποιες πολύ χρήσιμες συμβουλές του. Ιδιαίτερες ευχαριστίες στο συμφοιτητή μου και συνάδελφο Παναγιώτη Λύκο για τη βοήθεια του επι πολλών θεμάτων επι του λογισμικού ETABS. Τέλος δε θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την υποστήριξη και τη βοήθεια όλα αυτά τα χρόνια.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup> ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Γενικά στοιχεία περί δομικού χάλυβα

Γενικά στοιχεία περί δομικού χάλυβα Το πρώτο βήμα για τη χρήση του χάλυβα ως δομικού υλικού έγινε το 19<sup>ο</sup> αιώνα, κυρίως σε απλές κατασκευές, όπως μονώροφα υπόστεγα και στεγάσεις χώρων, καθώς και στις γέφυρες. Η πραγματική επανάσταση στην ευρεία χρήση του ως βασικού υλικού των φερόντων οργανισμών κτηρίων, ξεκίνησε περί τα τέλη του 19ου με αρχές του 20ού αιώνα στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής (ΗΠΑ) και κυρίως στο Σικάγο και στη Νέα Υόρκη, όπου κατασκευάστηκαν υψηλά κτήρια με μεταλλικό σκελετό, πλάκες από σκυρόδεμα για την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας κι εξωτερική τοιχοποιία από πλίνθους, η οποία εξασφάλιζε την πλευρική ευστάθεια. Ομοίως, λόγω της ευρείας ανάπτυξης αστικών κέντρων με μεγάλη πυκνότητα πληθυσμού και μάλιστα σε περιορισμένη εδαφική έκταση, κατασκευάστηκαν πολυώροφα κτήρια με μεταλλικό φέροντα οργανισμό σε περιοχές της Κίνας και της Ιαπωνίας. Στην τελευταία, λόγω της υψηλής σεισμικότητας, τα υψηλά μεταλλικά κτήρια, που προσφέρουν υψηλή αντισεισμικότητα, αποτελούν περίπου το (60-70)% του συνολικού αριθμού των κτηρίων. Σήμερα ο δομικός χάλυβας βρίσκει εφαρμογή σε μεταλλικά κτήρια με διάφορες χρήσεις, όπως γραφεία, τράπεζες, ξενοδοχεία, πολυκαταστήματα, πολυώροφοι χώροι στάθμευσης, κατοικίες κλπ. Τα βασικότερα πλεονεκτήματα χρήσης χάλυβα ως βασικού δομικού υλικού κτηρίων, έναντι άλλων τρόπων κατασκευής (και κυρίως έναντι χρήσης ωπλισμένου σκυροδέματος) είναι τα εξής :

- Μικρότερο ίδιο βάρος της φέρουσας κατασκευής, που ευνοεί την κατασκευή μεταλλικών κτηρίων σε κακής ποιότητας εδάφη, καθώς μειώνονται τα κατακόρυφα φορτία και δημιουργούνται ευνοϊκότερες συνθήκες θεμελίωσης
- Απαιτεί μικρότερο χρόνο παράδοσης, λόγω της βιομηχανικής προκατασκευής
- Ευνοείται η καθ' ύψος επέκταση, λόγω μειωμένου βάρους
- Παρέχει υψηλή αντισεισμική θωράκιση
- Εξασφαλίζει σταθερές προδιαγραφές κατασκευής, διότι τα μέλη του φέροντος οργανισμού (δοκοί και υποστυλώματα) αποτελούν προϊόντα βιομηχανικής παραγωγής
- Επιτρέπει τη δημιουργία μεγάλων ανοιγμάτων, ευνοώντας την ευελιξία διαρρύθμισης των εσωτερικών χώρων, καθώς επίσης και την προσθήκη, επέκταση κι ενίσχυση της υπάρχουσας κατασκευής για την παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων • Κατασκευή υψηλών κτηρίων με μικρές διαστάσεις διατομών, οι οποίες

με τη σειρά τους αυξάνουν το διαθέσιμο χώρο στην κάτοψη και τα διαθέσιμα ανοίγματα στις όψεις

- Ευκολότερη αποκατάσταση βλαβών (πχ μετά από σεισμό)
- Ευκολία τοποθέτησης ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων, λόγω διαπερατών κατασκευαστικών διαμορφώσεων δοκών και πλακών, οι οποίες οδηγούν σε μικρότερα μεικτά ύψη ορόφων
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης της κατασκευής σε οποιοδήποτε στάδιο της ζωής του έργου, με δυνατότητα ανακύκλωσης των υλικών Τα βασικότερα μειονεκτήματα χρήσης του χάλυβα ως δομικού υλικού συνοψίζονται παρακάτω :
- Απαίτηση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού
- Απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού δυναμικού
- Αυξημένο κόστος μελέτης
- Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας (λόγω ευαισθησίας σε υψηλές θερμοκρασίες και της έντονης απομείωσης της αντοχής του σε περίπτωση πυρκαγιάς)
- Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας
- Ευαισθησία έναντι κόπωσης (σε περίπτωση μεγάλου αριθμού κύκλων επαναλαμβανόμενης φόρτισης)
- Ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας (η οποία οδηγεί σε αύξηση του χρησιμοποιούμενου υλικού σε θλιβόμενα στοιχεία, για την αποτροπή του φαινομένου του λυγισμού)

## **1.2 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας**

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά τη μελέτη και τον σχεδιασμό ενός τριώροφου κτιρίου από δομικό χάλυβα με σκοπό τη στέγαση γραφείων. Η κατασκευή θα βρίσκεται στην ευρύτερη περιοχή των Αθηνών, κάτι που επηρεάζει τις παραδοχές για τα μεγέθη των δράσεων ανέμου, χιονιού και σεισμού. Η προσομοίωση, ανάλυση και τελική επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το στατικό πρόγραμμα επίλυσης φορέων ηλεκτρονικού υπολογιστή ETABS, στο οποίο εισήχθησαν μεγέθη και παραδοχές βάσει των εξής ευρωκωδίκων :

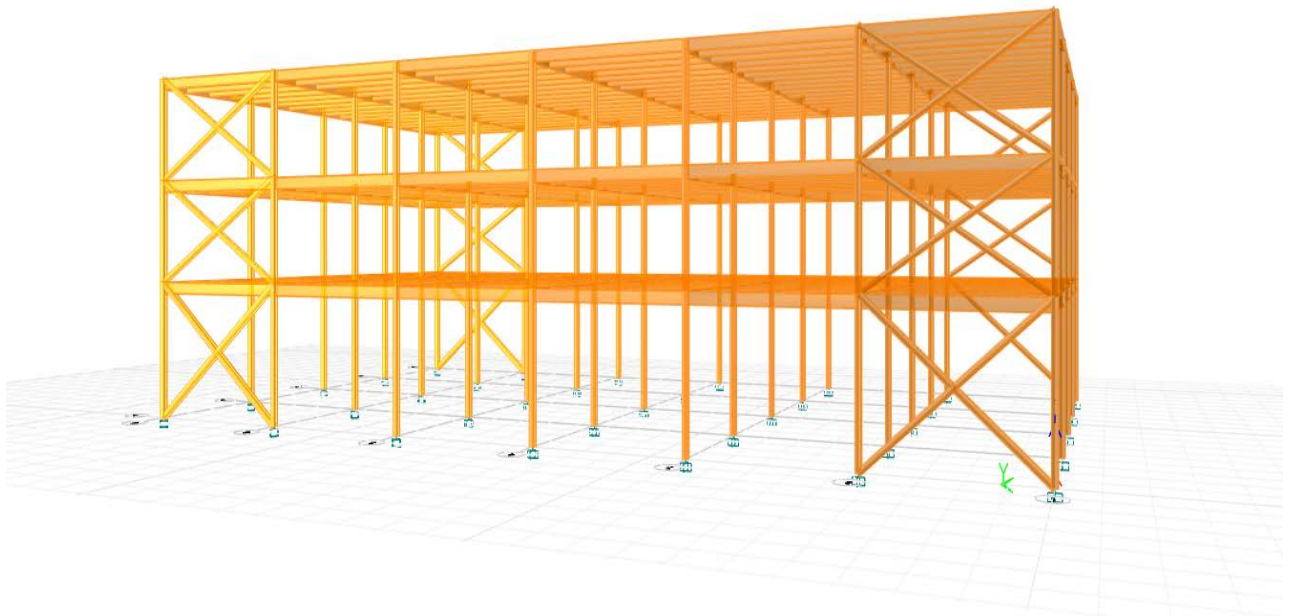
- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών

- Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός συμμείκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών

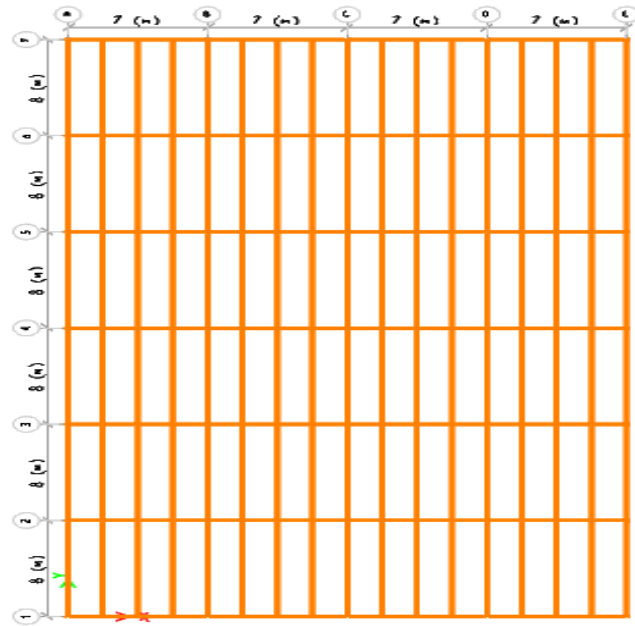
### 1.3 Περιγραφή του φορέα

#### 1.3.1 Αρχιτεκτονικά

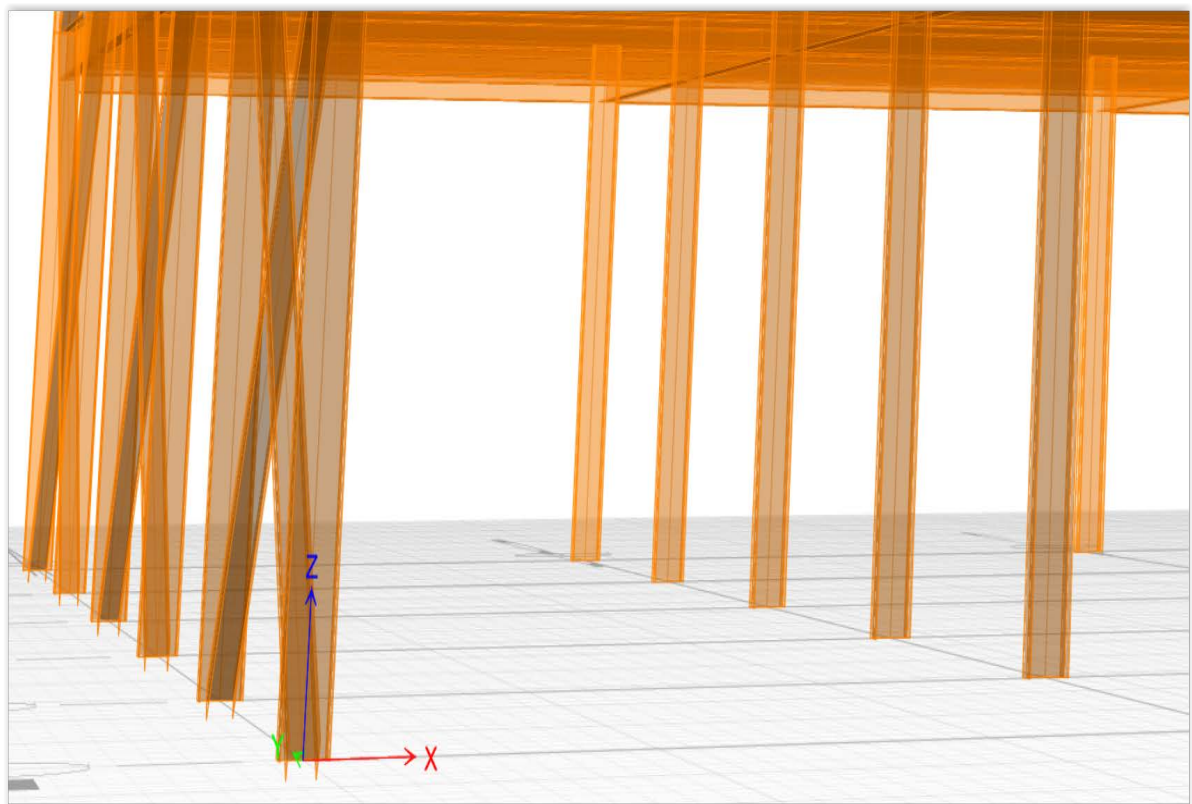
Πρόκειται για τριώροφο κτίριο γραφείων με μεταλλικό σκελετό. Έχει συνολικό μήκος 48m και πλάτος 28m. Η κάτοψη κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια  $1344 \text{ m}^2$  και συνολικά καταλαμβάνει ωφέλιμη επιφάνεια  $5376 \text{ m}^2$ . Η αρχιτεκτονική του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάρναβο με φατνώματα των 7m κατά τη διεύθυνση των x και των 8m κατά τη διεύθυνση y. Παρακάτω παρατίθενται κάποιες όψεις,κατόψεις καθώς και η πλήρης εικόνα του κτιρίου σε τρισδιάστατη μορφή:



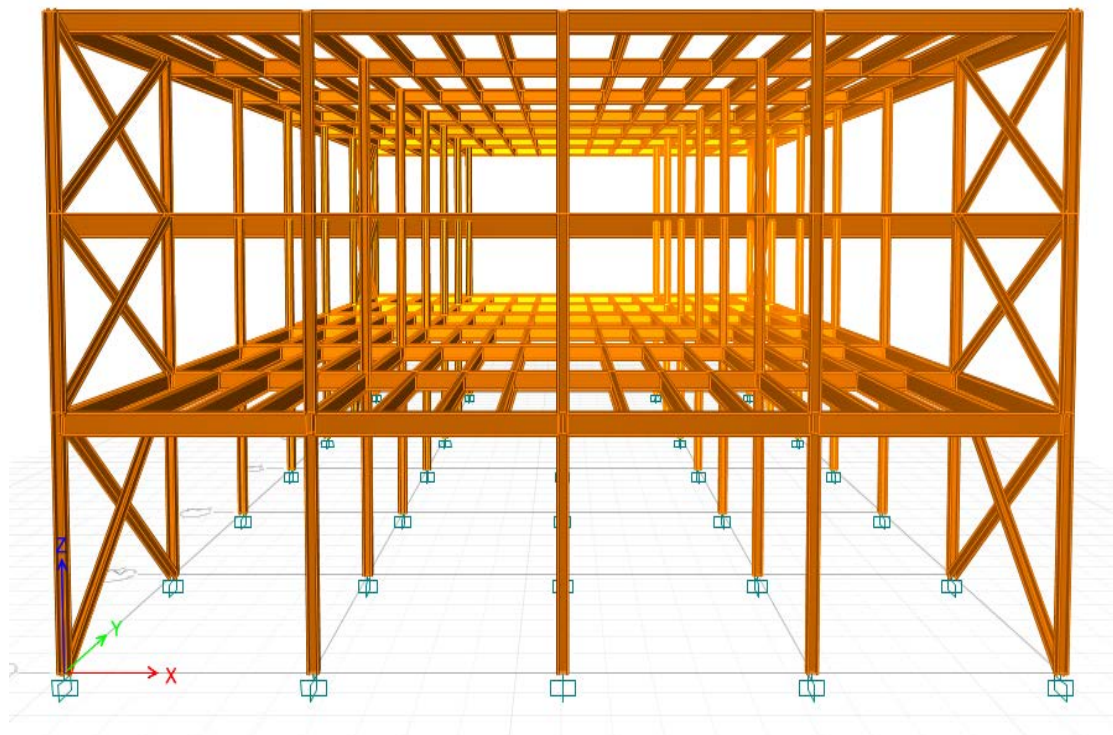
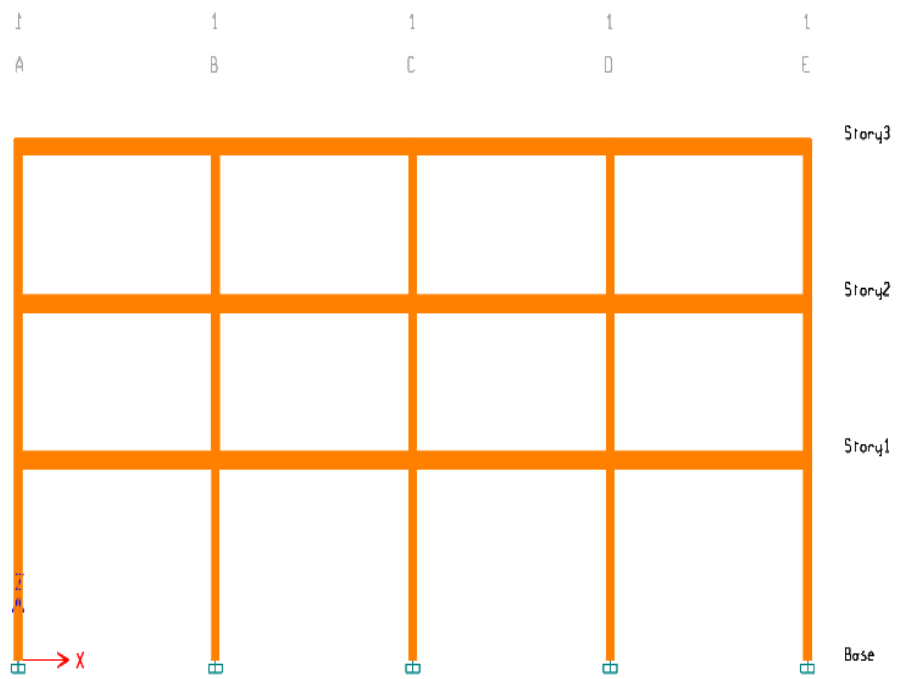
Σχήμα 3.1 3D απεικόνιση κτιρίου



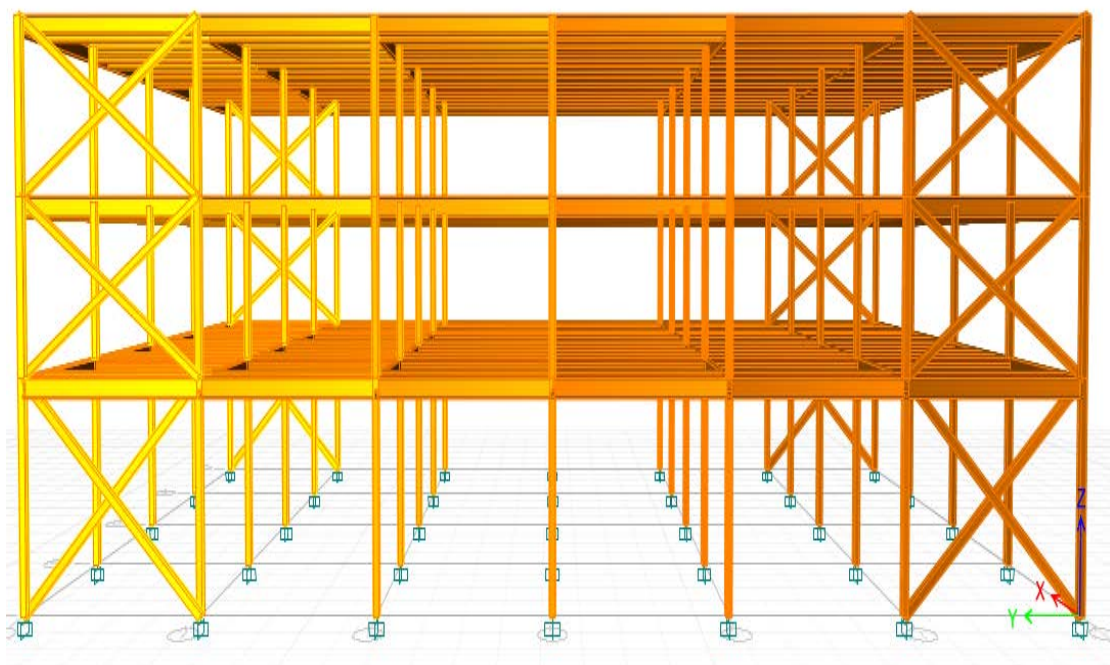
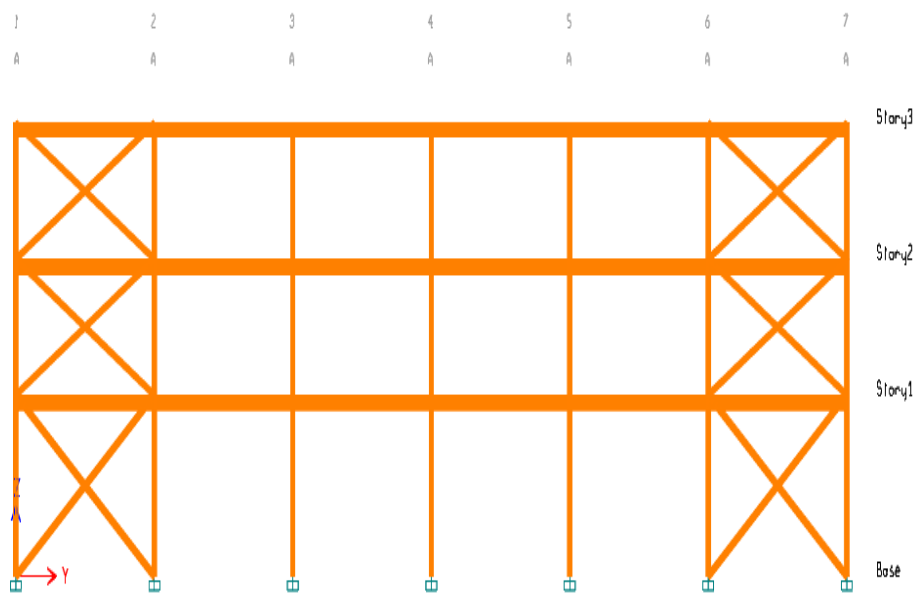
Σχήμα 3.2 Κάτοψη τυπικού ορόφου



Σχήμα 3.3 Προσανατολισμός υποστυλωμάτων:



Σχήμα 3.4 Όψεις κατά X



Σχήμα 3.5 Όψεις κατά Y

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup> ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

### 2.1 Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση του φορέα είναι τα εξής :

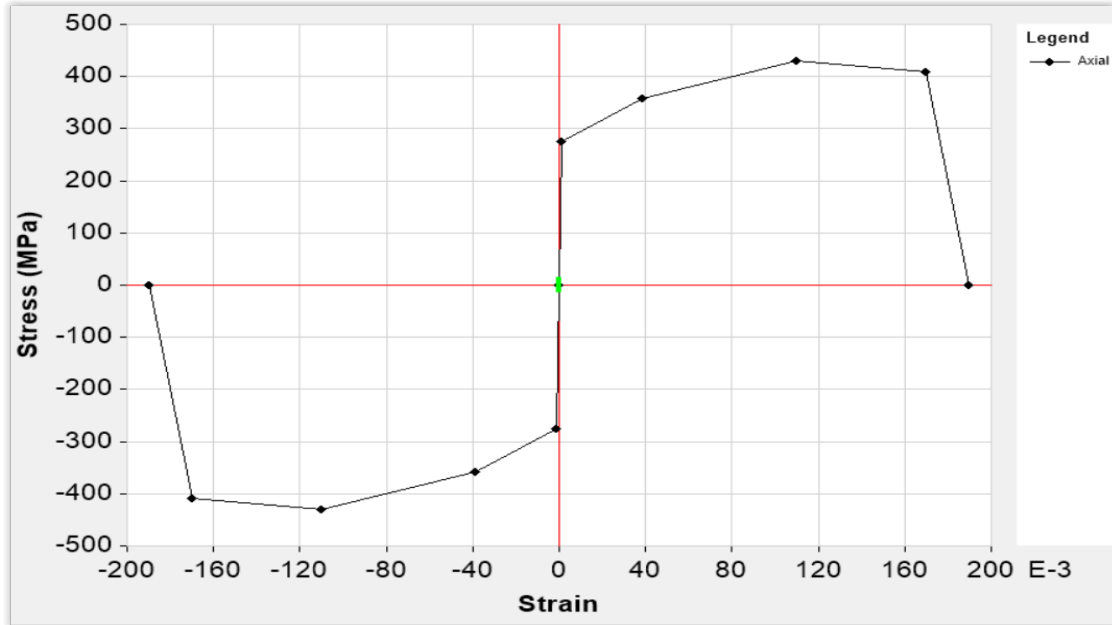
#### 2.1.1 Δομικός χάλυβας S275

Ο δομικός χάλυβας αποτελεί το βασικό υλικό του φέροντα οργανισμού χαλύβδινων (μεταλλικών) κατασκευών. Στα υποστυλώματα, στις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, καθώς και στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S275, με ιδιότητες που δίνονται από τον Ευροκώδικα 3 :

- Αντοχή (όριο) διαρροής :  $f_y = 275 \text{ MPa (N/mm}^2) = 27,5 \text{ KN/cm}^2$
- Εφελκυστική αντοχή ( αντοχή θραύσης ) :  $f_u = 430 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος :  $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας :  $E_s = 210 \text{ GPa} = 210.000 \text{ MPa} = 21.000 \text{ KN/cm}^2$
- Μέτρο διάτμησης :  $G = 81 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson :  $\nu = 0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής :  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα :  $\rho = 7.850 \text{ Kg/m}^3$

Material Property Design Data	
<b>Material Name and Type</b>	
Material Name	S275
Material Type	Steel, Isotropic
<b>Design Properties for Steel Materials</b>	
Minimum Yield Stress, Fy	275 MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	430 MPa
Effective Yield Stress, Fye	302.5 MPa
Effective Tensile Strength, Fue	473 MPa

Σχήμα 2.1 Χαρακτηριστικά και Ιδιότητες Χάλυβα S275



Σχήμα 2.2 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων Χάλυβα

### 2.1.2 Σκυρόδεμα C 20/25

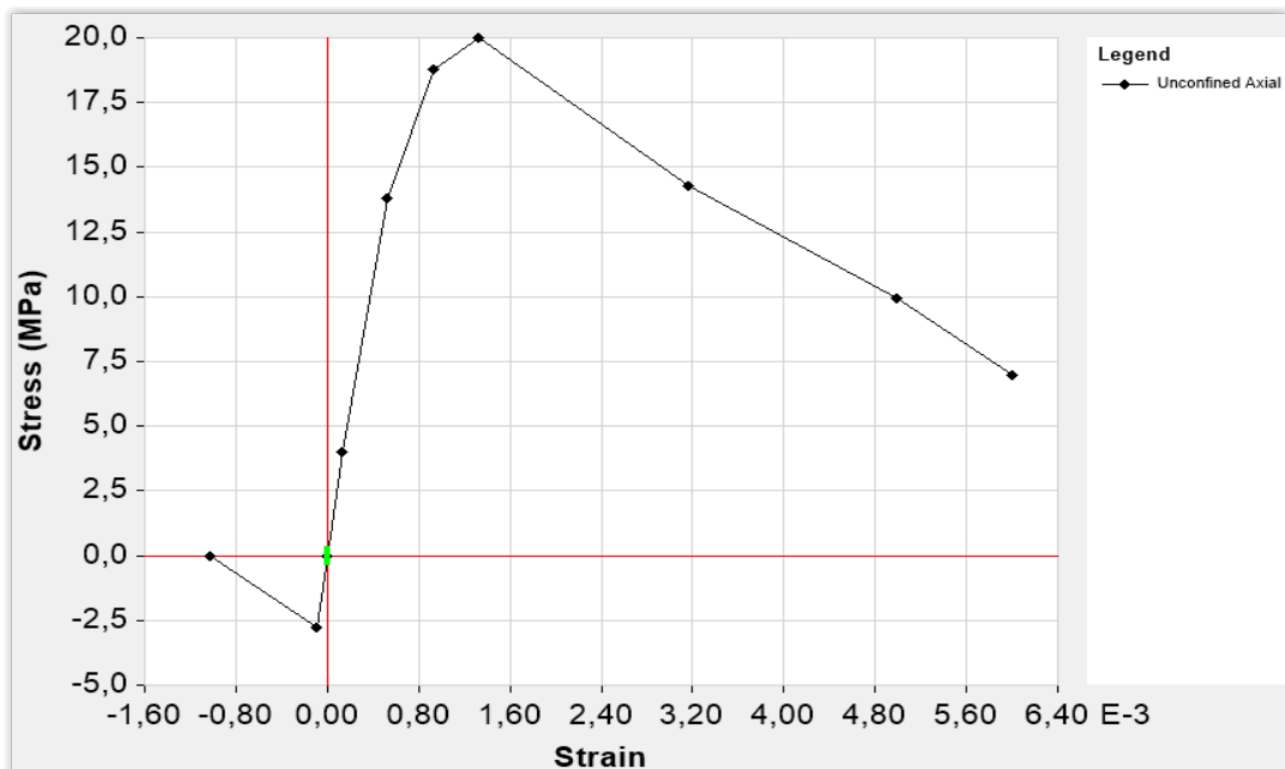
Για τις πλάκες του κτηρίου και τα τοιχώματα, στα σημεία όπου υφίστανται, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα ποιότητας C 20/25, το οποίο έχει τις εξής ιδιότητες (κατά στον Ευρωκώδικα 2) :

- Θλιπτική αντοχή :  $f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 20.000 \text{ KN/m}^2$  (KPa)
- Ειδικό βάρος :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας :  $E = 30 \text{ GPa} = 30.000 \text{ MPa (N/mm}^2)$
- Λόγος Poisson :  $\nu = 0,2$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής :  $\alpha = 10^{-5}$  ανά °C



Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	<input type="text" value="24,9926"/> kN/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	<input type="text" value="2548,538"/> kg/m <sup>3</sup>
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	<input type="text" value="30000"/> MPa
Poisson's Ratio, U	<input type="text" value="0,2"/>
Coefficient of Thermal Expansion, A	<input type="text" value="0,00001"/> 1/C
Shear Modulus, G	<input type="text" value="12500"/> MPa

Σχήμα 2.3 Χαρακτηριστικά και Ιδιότητες Σκυροδέματος C20/25



Σχήμα 2.4 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων Σκυροδέματος C 20/25

### 2.1.3 Χάλυβας οπλισμού B500C

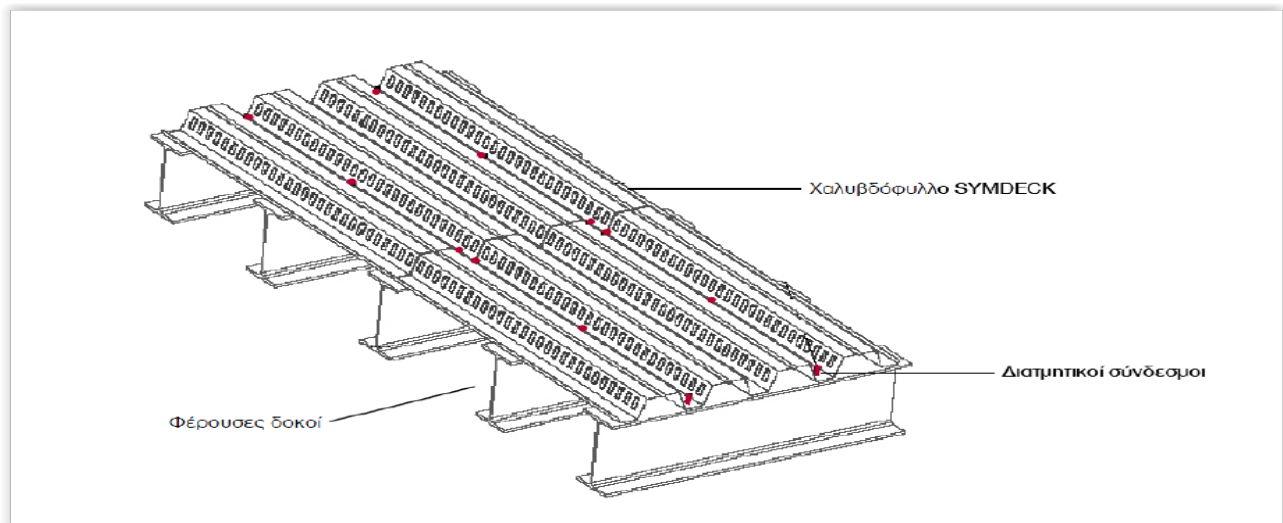
Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής :

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)} = 500.000 \text{ KPa (kN/m}^2\text{)}$$

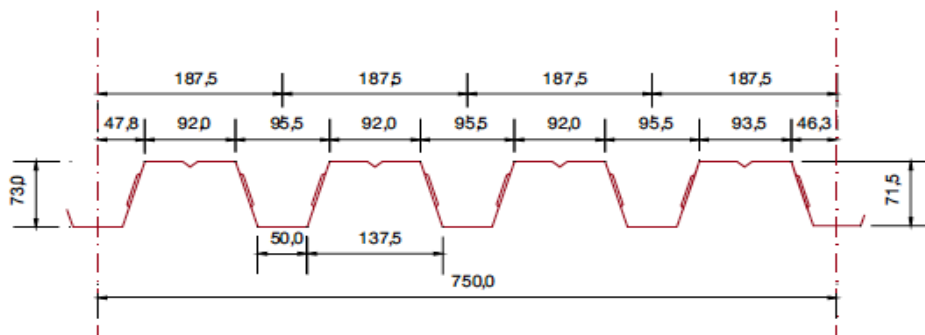
### 2.1.4 Χαλυβδόφυλλο (Σύμμεικτης πλάκας)

Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάστηκαν ως σύμμεικτες (ταυτόχρονη χρήση χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος με ενδιάμεση σχάρα σπλισμού, η οποία αποτρέπει τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος κι αναλαμβάνει τις ροπές κάμψης της πάνω πλευράς - “αρνητικές” ροπές σε περίπτωση στατικού προσομοιώματος πολλών ανοιγμάτων). Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης κατά τη φάση της σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμεικτες πλάκες κι εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία στο φορέα.

Να σημειωθεί ότι η συνεργασία χαλυβδόφυλλων – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με ειδικά διαμορφωμένες νευρώσεις, εγκοπές ή προεξοχές επί των χαλυβδόφυλλων ή με την πρόβλεψη διατμητικών συνδέσμων (ήλων) στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων. Τα φορτία της σύμμεικτης πλάκας μεταφέρονται στις κύριες δοκούς με διαδοκίδες (δευτερεύουσες δοκοί). Επιλέχθηκε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 ποιότητας S320, πάχους  $t = 1,00$  mm, η διαμόρφωση και τα χαρακτηριστικά του οποίου φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα και πίνακες :



Σχήμα 2.5 Διαμόρφωση σύμμεικτης πλάκας



Σχήμα 2.6 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Ακολουθούν δύο πίνακες που αφορούν τα γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 για όλη την επιφάνεια (Πίνακας 2.5) κι ανά μέτρο πλάτους διατομής (Πίνακας 2.6) :

Πίνακας 2.1 Γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά SYMDECK 73

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m)	7,36	7,85	9,81	12,27
Επιφάνεια	A (cm <sup>2</sup> )	9,57	10,15	12,72	15,98
Ροπή αδράνειας	L <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	82,51	88,00	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	20,68	22,11	27,74	34,67

Πίνακας 2.2 Γεωμετρικά κι αδρανειακά χαρακτηριστικά SYMDECK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m <sup>2</sup> )	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm <sup>2</sup> /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

- Η στατική λειτουργία του χαλυβδόφυλλου ορίστηκε ως αμφιέριστη.

## 2.2 Κατηγορίες δράσεων

Ο φορέας θα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανό να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμείνει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή. Επειδή δεν είναι εφικτό να προσδιοριστούν με απόλυτη ακρίβεια τα φορτία και οι δυνάμεις που ασκούνται σε μια κατασκευή, οι δράσεις ορίζονται από ένα κανονισμό στον οποίο περιγράφεται τόσο η ποιοτική όσο και η ποσοτική τους διάσταση. Οι δράσεις ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G), όπως το ίδιο βάρος του φορέα, σταθερός εξοπλισμός και οδοστρωσία, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
- Μεταβλητές δράσεις (Q), όπως επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κτλ), πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία από γερανογέφυρες.
- Τυχηματικές δράσεις (A), όπως εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά, σεισμός.

### 2.2.1 Μόνιμες δράσεις (G)

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στο κτήριο μας έχουμε τις εξής μόνιμες δράσεις:

- Ίδια βάρη κατασκευής τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για όσα στοιχεία εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα.
- Φορτία επικαλύψεων (πλάκες)  $g = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

### 2.2.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από τη παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κτλ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι 'αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές ) δίνονται από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Όταν έχουμε όμως περισσότερες από μία μεταβλητές δράσεις, επειδή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης του φορέα με τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσής τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

Τα επιβαλλόμενα φορτία μπορεί να είναι συγκεντρωμένα ( $Q_k$ ) ή κατανεμημένα ( $q_k$ ) και ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του κτηρίου παίρνουν τιμές καθορισμένες από το κανονισμό που φαίνονται παρακάτω :

Πίνακας 2.3 Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτηρίων

Κατηγορία	Ειδική χρήση	Παράδειγμα
A	Επιφάνειες κατοικιών και παρομοίων δραστηριοτήτων	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και οικιών, υπνοδωμάτια και θάλαμοι νοσοκομείων, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία ή οικοτροφεία, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Επιφάνειες γραφείων	
C	Επιφάνειες όπου μπορεί να συγκεντρωθούν άνθρωποι (εκτός των κατηγοριών A, B και D)	C1: Επιφάνειες με τραπέζια κλπ. π.χ. σχολεία, καφενεία, εστιατόρια, τραπεζαρίες, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Επιφάνειες με σταθερά καθίσματα, π.χ. εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδρίων ή διαλέξεων ή συνελεύσεων, αίθουσες αναμονής. C3: Επιφάνειες χωρίς εμπόδια για την κίνηση του κοινού, π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, και επιφάνειες προσπέλασης σε δημόσια και κτίρια διοίκησης, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, σταθμοί τρένων. C4: Επιφάνειες με πιθανές φυσικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού ή γυμναστικής, θεατρικές σκηνές. C5: Επιφάνειες επιδεκτικές σε συνωστισμό, π.χ. κτίρια δημοσίων θεαμάτων, αίθουσες μουσικής, γυμναστήρια, εξέδρες, ταράτσες και επιφάνειες προσπέλασης, πλατφόρμες τρένων.
D	Επιφάνειες εμπορικών συναλλαγών	D1: Επιφάνειες σε καταστήματα λιανικής πώλησης. D2: Πολυκαταστήματα,
E1	Επιφάνειες επιδεκτικές σε συγκέντρωση αγαθών, περιλαμβανομένων και των επιφανειών προσπέλασης.	Επιφάνειες αποθήκευσης, περιλαμβανομένων και των βιβλιοθηκών.
E2	Βιομηχανική χρήση	

Πίνακας 2.4 Χαρακτηριστικές τιμές  $Q_k$  και  $q_k$  επιβαλλομένων φορτίων σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες, σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα του EN 1991

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

Το συγκεκριμένο κτήριο ανήκει στη κατηγορία Β και για αυτό σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα τα κινητά φορτία είναι ίσα με 5 kN / m<sup>2</sup> και 2 kN / m<sup>2</sup> στην οροφή του κτηρίου.

### 2.2.3 Δράσεις ανέμου (Ανεμοπίεση)

Οι δράσεις του ανέμου (Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1991-1-4) κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή κι άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος), που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά τη φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση στις αντίστοιχες επιφάνειες μιας κατασκευής ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά. Οι δράσεις λόγω ανέμου διαδραματίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ). Παράγοντες όπως η τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής και το είδος του περιβάλλοντος χώρου μεταβάλλουν το μέγεθος αυτών των δράσεων. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες. Ο προσδιορισμός των δράσεων ανέμου γίνεται κατά κύριο μέσω της ταχύτητας του ανέμου. Η μέγιστη ταχύτητα (ριπή ανέμου) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής αποτελεί τη βάση σχεδιασμού. Οι σημαντικότεροι παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα του ανέμου και την ασκούμενη πίεση είναι οι εξής :

- Η γεωγραφική και η φυσική θέση (λαμβάνονται υπόψη με το συντελεστή τραχύτητας εδάφους  $v_o(z)$ )
- Η τοπογραφία (νλαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή τοπογραφίας  $c_o(z)$  )  
Όπου  $Z$  είναι το ύψος πάνω από το έδαφος
- Οι διαστάσεις των κτηρίων (με το ύψος αυτών να αποτελεί τον κυριότερο παράγοντα)

- Η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z)$
- Το σχήμα της κατασκευής (ανάπτυξη θετικών κι αρνητικών πιέσεων στις διάφορες όψεις του κτηρίου, δηλαδή πιέσεις και υποπιέσεις)
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

Μέσω πινακοποιημένων διαδικασιών επιτρέπεται να ληφθούν υπόψιν οι παραπάνω παράμετροι, αρχικά στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου (και των πιέσεων αυτού στις εξωτερικές κι εσωτερικές επιφάνειες του κτηρίου) και μετέπειτα στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία υπολογίστηκαν οι πιέσεις που ασκούνται κάθετα στις εξωτερικές και εσωτερικές επιφάνειες (κατακόρυφους τοίχους/όψεις του κτηρίου κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y και στην οριζόντια στέγη) του φορέα (περιπτώσεις κτηρίων A και B) και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της και προκύπτουν από τις σχέσεις 2.4α και 2.4β, αντίστοιχα :

$$W_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (2.4\alpha)$$

$$W_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad (2.4\beta)$$

Όπου

$q_p(z_e), q_p(z_i)$  : πίεση ταχύτητας αιχμής (Σχέση 2.5)

$z_e, z_i$  : Ύψος αναφοράς (πάνω από το έδαφος) για την εξωτερική κι εσωτερική πίεση, αντίστοιχα

$c_{pe}, c_{pi}$  : Συντελεστές εξωτερικής κι εσωτερικής πίεσης, αντίστοιχα

Υπολογίζονται αναλυτικά οι επιμέρους βασικές παράμετροι :

$$q_p(z) = [ 1 + 7 * I_v(z) ] * \frac{1}{2} * [v_m(z)]^2 = c_e(z) * q_b$$

όπου

$\rho$  : Η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή  $\rho = 1,25 \text{ Kg /m}^3$ )

$I_v(z)$  : Η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$  . Δίνεται από τις σχέσεις (2.9α και 2.9β)

$v_m(z)$ : η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος κι εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση . Δίνεται από τη σχέση (2.10).

$$c_e(z): \text{ ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος δίνεται από τη σχέση } c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.6)$$

Όπου

$$q_b : \text{ είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση } q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (2.7)$$

$v_b$  : είναι η βασική ταχύτητα ανέμου , η οποία ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας IV και είναι ίση με

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,o} \quad (2.8)$$

όπου

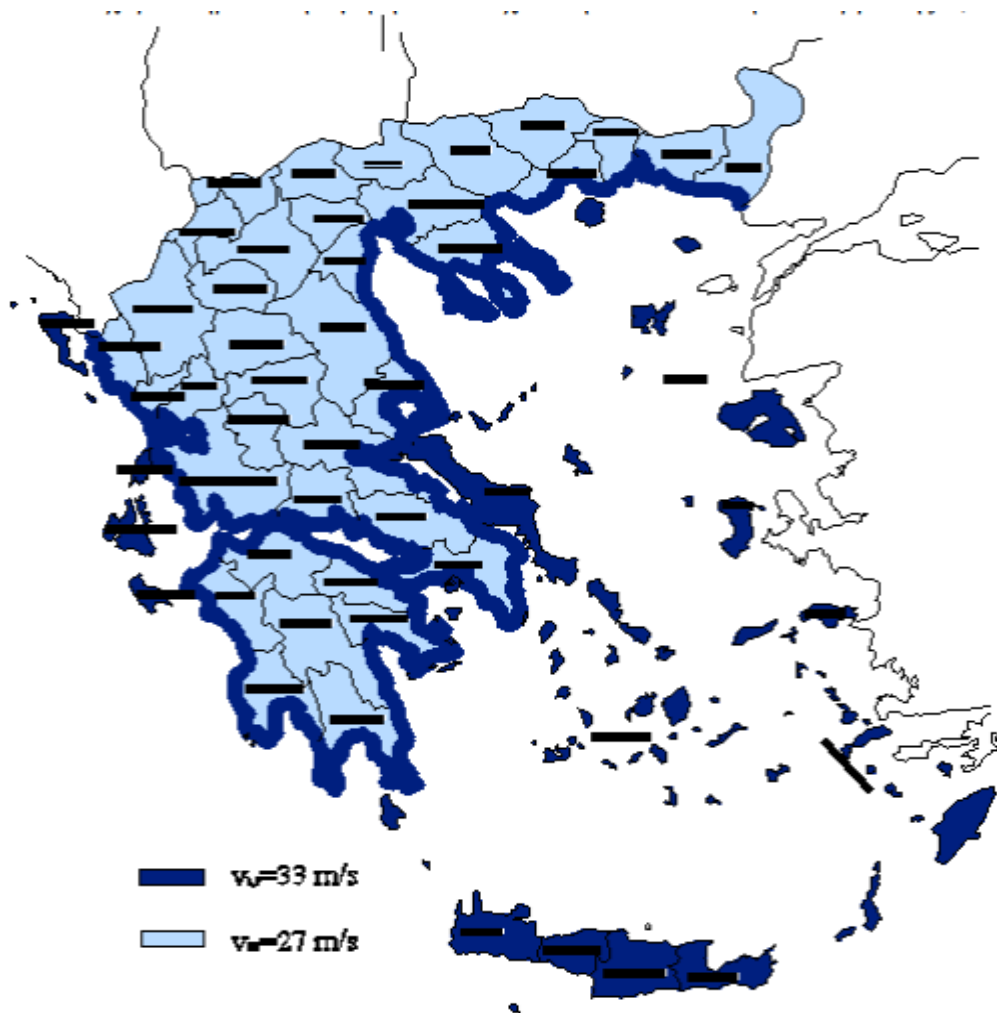
$C_{dir}$  : ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

$C_{season}$  : ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1,0)

$v_{b,o}$  : η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή χωρίς βλάστηση (όπως γρασίδι) και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας IV). Η θεμελιώδης τιμή της  $v_{b,o}$  σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται στα :

- 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή
- 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα

όπως φαίνεται και στο χάρτη που ακολουθεί :



Σχήμα 2.7 Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα

Άρα στο φορέα μας λαμβάνεται  $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ ,

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m} \quad (2.9\alpha)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2.9\beta)$$

Όπου

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

Η μέση ταχύτητα του ανέμου δίνεται από τη σχέση :

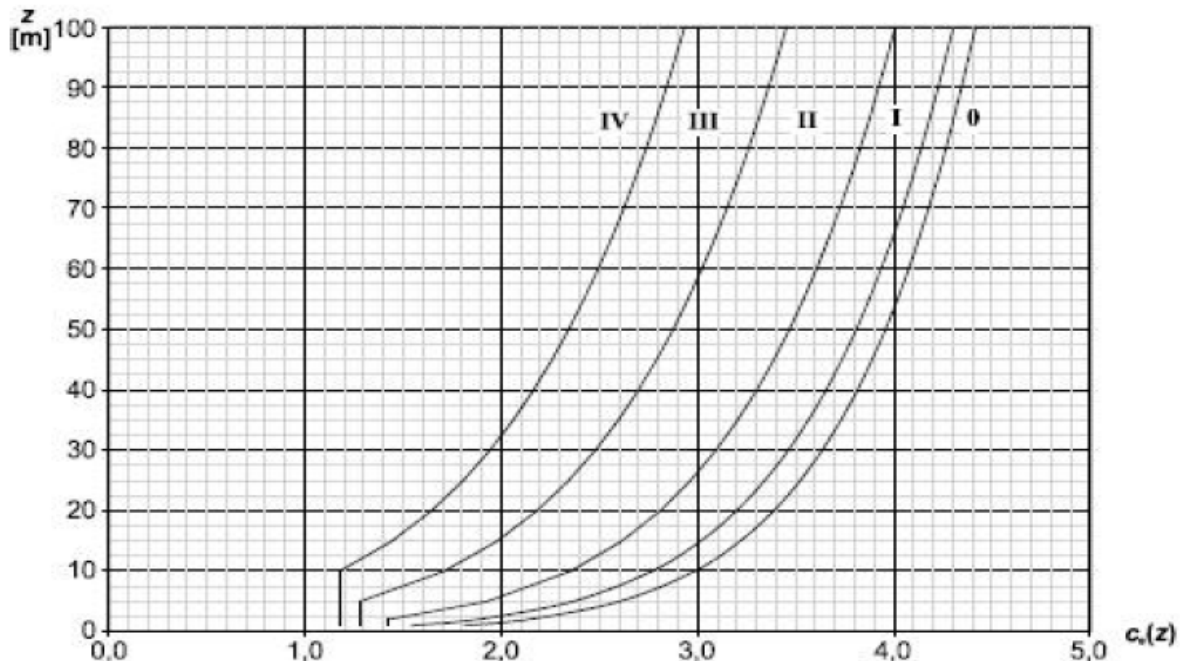
$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.10)$$

όπου

$c_r(z)$  : ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  : ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0 για επίπεδο έδαφος )

Για επίπεδο έδαφος ( $c_o(z) = 1,0$ ) ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  δίνεται από το διάγραμμα του σχήματος 2.4 που ακολουθεί, ως συνάρτηση του ύψους  $z$  πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους :



Σχήμα 2.8 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$  για  $c_o(z) = 1,0$  και  $k_I = 1,0$

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψιν τη φορά των πιέσεων αυτών (θετικές οι πιέσεις που κατευθύνονται προς την επιφάνεια, αρνητική η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια).



Για τον υπολογισμό της μέσης ταχύτητας ανέμου  $v_m(z)$  και συνεπώς και της πίεσης του ανέμου, απαιτείται αρχικά ο υπολογισμός των συντελεστών τραχύτητας  $c_r(z)$  και τοπογραφικής διαμόρφωσης  $c_o(z)$ .

- Συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z)$  λαμβάνει υπόψιν τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής, λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής, στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους  $z$  από τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις 2.11α και 2.11β :

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200\text{m} \quad (2.11\alpha)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_o}\right) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (2.11\beta)$$

όπου :

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_o}{z_{o,IV}}\right)^{0,07} \quad (\text{Συντελεστής εδάφους}) \quad (2.12)$$

Στις σχέσεις 2.11α, 2.11β και 2.12 :

$z_o$  : Μήκος τραχύτητας (σε μέτρα m), από τον Πίνακα 2.5

όπου  $z_o = z_{o,IV} = 1 \text{ m}$  (κατηγορία εδάφους IV, από τον πίνακα 2.5

$z_{min}$  : το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 2.5

$z_{max}$  : λαμβάνεται ίσο με 200m

Οι σχέσεις 2.11α και 2.11β ισχύουν όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος, ώστε να μπορεί να θεωρείται σταθερή η κατηγορία εδάφους.

Πίνακας 2.5 Κατηγορίες εδάφους κι αντίστοιχες παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους		Z <sub>0</sub>	Z <sub>min</sub>
		m	
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους όπως περιγράφονται και εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1. του ΕΚ1			

Παρακάτω παρουσιάζονται οι παράμετροι και τα αποτελέσματα που προκύπτουν από το πρόγραμμα:

### EUROCODE1 2005 Auto Wind Load Calculation

This calculation presents the automatically generated lateral wind loads for load pattern W0 according to EUROCODE1 2005, as calculated by ETABS.

#### Exposure Parameters

Exposure From = Diaphragms

Terrain Category = IV

Wind Direction = 0 degrees

Basic Wind Velocity, $V_b$ [EC 4.2(2)]	$V_b = 33 \frac{\text{meter}}{\text{sec}}$
Windward Coefficient, $C_{p,\text{wind}}$	$C_{p,\text{wind}} = 0,8$
Leeward Coefficient, $C_{p,\text{lee}}$	$C_{p,\text{lee}} = 0,5$
Air Density, $\rho$	$\rho = 1,25$

Top Story = Story3

Bottom Story = Base

Include Parapet = No

### Factors and Coefficients

Structural Factor, $c_s < c_d >$ [EC 6.2(1)]	$c_s c_d = 1$
Elevation, $z_0$	$z_0 = 1$
Minimum Elevation, $z_{\text{min}}$	$z_{\text{min}} = 10$
Maximum Elevation, $z_{\text{max}}$	$z_{\text{max}} = 200$
Turbulence Factor, $k_1$ [EC 4.4(1)]	$k_1 = 1$
Orography Factor, $c_o$ [EC 4.3.3]	$c_o = 1$

Turbulence Intensity,  $I_v$  [EC 4.4(1)]

$$I_v = \frac{k_1}{c_o(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ for } z_{\text{min}} \leq z \leq z_{\text{max}}$$

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

Terrain Factor,  $k_r$  [EC 4.3.2(1) Eq. 4.5]

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{0.05}\right)^{0.5} \quad k_r = 0,234329$$

Roughness Factor,  $< c_r > (z)$  [EC 4.3.2(1) Eq. 4.4]

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{\text{min}} \leq z \leq z_{\text{max}}$$

$$= c_r(z_{\text{min}}) \text{ for } z = z_{\text{min}}$$

### Lateral Loading

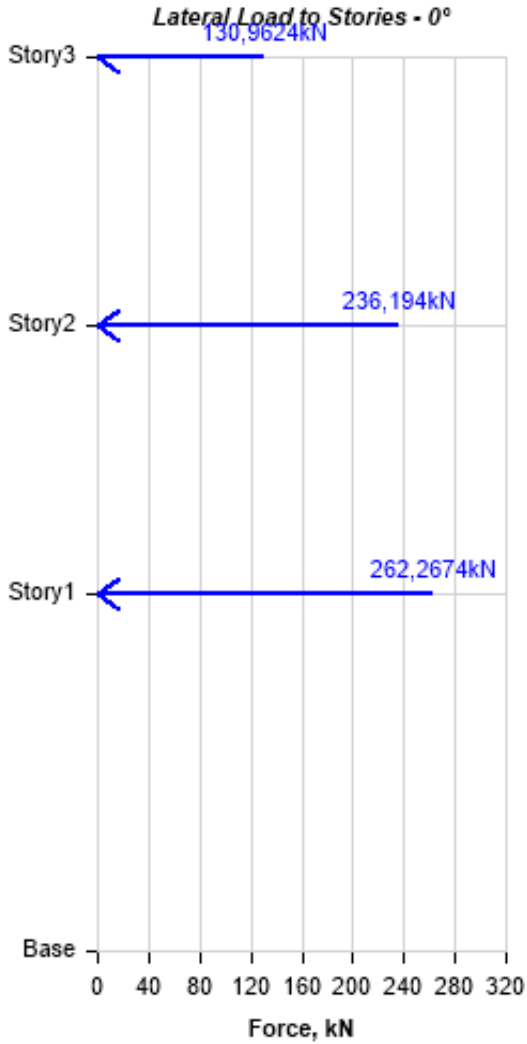
Peak Velocity Pressure,  $< q_p > (z)$  [EC 4.5(1) Eq. 4.8]

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho [c_r(z) c_o(z) v_b]^2$$

Wind Pressure,  $w$  [EC 5.2(1) Eq. 5.1]

$$w = q_p(z) c_s c_d (C_{p,\text{wind}} + C_{p,\text{lee}})$$

### Applied Story Forces



Story	Elevation m	X-Dir kN	Y-Dir kN
Story3	15	130,9624	0
Story2	10,5	236,194	0
Story1	6	262,2674	0
Base	0	0	0

## EUROCODE1 2005 Auto Wind Load Calculation

This calculation presents the automatically generated lateral wind loads for load pattern W90 according to EUROCODE1 2005, as calculated by ETABS.

### Exposure Parameters

Exposure From = Diaphragms

Terrain Category = IV

Wind Direction = 90 degrees

Basic Wind Velocity,  $V_b$  [EC 4.2(2)]

$$V_b = 33 \frac{\text{meter}}{\text{sec}}$$

Windward Coefficient,  $C_{p,wind}$   $C_{p,wind} = 0,8$   
 Leeward Coefficient,  $C_{p,lee}$   $C_{p,lee} = 0,5$   
 Air Density,  $\rho$   $\rho = 1,25$

Top Story = Story3  
 Bottom Story = Base  
 Include Parapet = No

**Factors and Coefficients**

Structural Factor,  $c_s < c_d >$  [EC 6.2(1)]  $c_s c_d = 1$   
 Elevation,  $z_0$   $z_0 = 1$   
 Minimum Elevation,  $z_{min}$   $z_{min} = 10$   
 Maximum Elevation,  $z_{max}$   $z_{max} = 200$   
 Turbulence Factor,  $k_1$  [EC 4.4(1)]  $k_1 = 1$   
 Orography Factor,  $c_o$  [EC 4.3.3]  $c_o = 1$

Turbulence Intensity,  $I_v$  [EC 4.4(1)]  $I_v = \frac{k_1}{c_o(z) \ln(\frac{z}{z_0})}$  for  $z_{min} \leq z \leq z_{max}$   
 $= I_v(z_{min})$  for  $z < z_{min}$

Terrain Factor,  $k_r$  [EC 4.3.2(1) Eq. 4.5]  $k_r = 0.19(\frac{z_0}{0.05})$   $k_r = 0,234329$

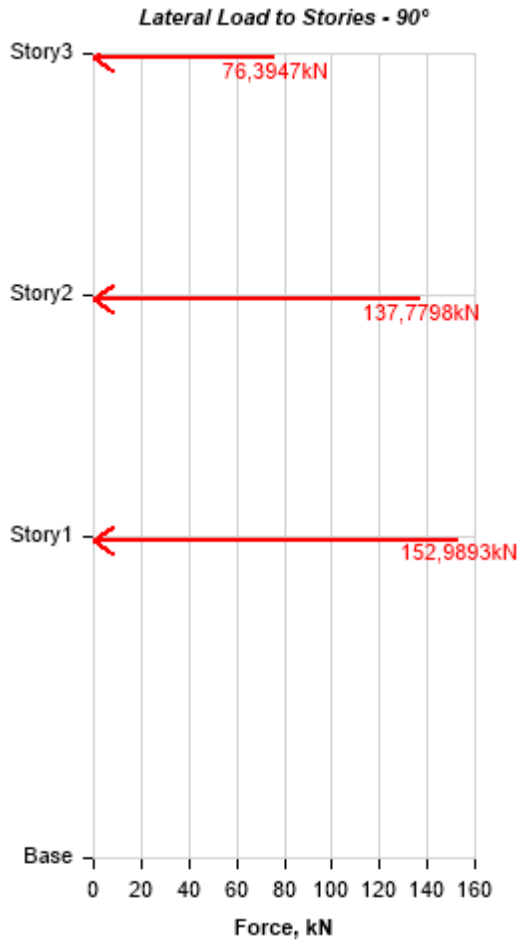
Roughness Factor,  $c_r < c_r > (z)$  [EC 4.3.2(1) Eq. 4.4]  $c_r(z) = k_r \ln(\frac{z}{z_0})$  for  $z_{min} \leq z \leq z_{max}$   
 $= c_r(z_{min})$  for  $z < z_{min}$

**Lateral Loading**

Peak Velocity Pressure,  $q_p < q_p > (z)$  [EC 4.5(1) Eq. 4.8]  $q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho [c_r(z) c_o(z) v_b]^2$

Wind Pressure,  $w$  [EC 5.2(1) Eq. 5.1]  $w = q_p(z) c_s c_d (c_{p,wind} + c_{p,lee})$

**Applied Story Forces**



Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	kN	kN
Story3	15	0	76,3947
Story2	10,5	0	137,7798
Story1	6	0	152,9893
Base	0	0	0

## 2.2.4 Φορτία χιονιού

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό φορτίο και κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές (καθορισμένες) δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού στις στέγες (οριζόντιες ή κεκλιμένες) και αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό φορτίο για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Ο υπολογισμός του γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διαφόρους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει η έκθεση της οροφής στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας και η πιθανότητα συγκέντρωσής του λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Συνήθως, το χιόνι θεωρείται ως ομοιομόρφως κατανεμημένο. Σε ειδικές περιπτώσεις όπου οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, μπορούν να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και προσδιορίζεται από τις σχέσεις 2.1 και 2.2 κατά περίπτωση :

$$A) \text{ Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές : } s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (2.1)$$

$$B) \text{ Για τυχηματικές καταστάσεις : } s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad} \quad (2.2)$$

Όπου

- $\mu_i$  : είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για στέγη μονόκλινη με  $\alpha=0^\circ$  είναι ίσος με 0,8
- $s_{Ad} = C_{esl} * s_k$  : είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση ( $C_{esl} = 2,0$  : συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού)
- $C_e$  : είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1
- $C_t$  : είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης
- $s_k$  : είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου

$$\text{Ισχύει : } s_k = s_{k,0} * \left\{ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right\}$$

Για την τιμή “ $s_k$ ” και για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, ορίζονται από το ελληνικό εθνικό προσάρτημα τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές “ $s_{k,0}$ ” των φορτίων χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας ( $A=0$ , όπου  $A$ : Υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε μέτρα/m και το οποίο μετριέται με ακρίβεια 100m. Το εκάστοτε υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα)

- Ζώνη I :  $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Ζώνη II :  $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$
- Ζώνη III :  $s_{k,0} = 1,7 \text{ KN/m}^2$

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη κι αξιολόγηση.

Ο φορέας αφορά την περιοχή της Αττικής (Δυτικής Στερεάς Ελλάδας), η οποία έχει πολύ χαμηλή χιονόπτωση, ωστόσο ελήφθη υπόψιν στους υπολογισμούς. Το υψόμετρο ανήκει στην κατηγορία των  $A=100m$  και βρίσκεται στη ζώνη χιονιού I, άρα  $s_{k,0}=0,4 \text{ KN/m}^2$ . Τελικά, το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε από τη σχέση 2.1 για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

Λαμβάνονται :  $\mu_1 = 0,8$  ,  $C_e = 1,2$  ,  $C_t = 1,0$

Από τη σχέση (2.3) υπολογίστηκε

$$s_k = s_{k,0} * \left\{ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right\} = 0,4 * \left( 1 + \left( \frac{100}{917} \right)^2 \right) = 0,41 \text{ KN/m}^2$$

Συνεπώς το φορτίο του χιονιού θα είναι:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1,2 * 1 * 0,41 = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

Τελικά , το φορτίο του χιονιού λήφθηκε υπόψη ως  $S = 0,50 \text{ KN/m}^2$  .

## 2.2.5 Σεισμικές δράσεις

Η χώρα μας βρίσκεται σε μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή συνεπώς οι σεισμικές δράσεις διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, που έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι πιο κρίσιμες από αυτές είναι οι οριζόντιες συνιστώσες των δυνάμεων αυτών. Οι δυνάμεις του σεισμού ορίζονται ως οι αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στη μεταδιδόμενη σε αυτή κίνηση του εδάφους. Οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης δηλαδή την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση του σεισμού αλλά και από τη συμπεριφορά της κατασκευής (δυσκαμψία, κατανομή μάζας, ιδιότητες του υλικού κλπ.). Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις όπως είναι ο άνεμος.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, τα σεισμικά αποτελέσματα μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους δύο τύπους γραμμικής ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- Διαφορετικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο τύπος επιβολής χρονοιστορίας επιταχυνσιογραφήματος γνωστή και ως Δυναμική Ανάλυση φάσματος απόκρισης. ( Response Spectrum Analysis )



Στη συγκεκριμένη μελέτη χρησιμοποιείται η Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

### Κατηγορία εδάφους

Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους Α,Β,С, D και Ε ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω. Η διάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων,  $V_{s,30}$ , εάν είναι διαθέσιμη αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή  $N_{SPT}$  (αριθμός κρούσεων για πρότυπη διείδυση 30cm). Η ταχύτητα  $V_{s,30}$  αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους. Γενικά απαιτείται έλεγχος του εδάφους για τον καθορισμό της κατηγορίας του εκτός από κάποιες περιπτώσεις, όπου επιτρέπεται η εκτίμηση της κατηγορίας με βάση ήδη υπάρχουσες παρακείμενες κατασκευές. Στην παρούσα εργασία το κτήριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β.

Πίνακας 2.6 Κατηγορίες εδάφους κι αντίστοιχες παράμετροι εδάφους

Κατάταξη εδαφών				
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			

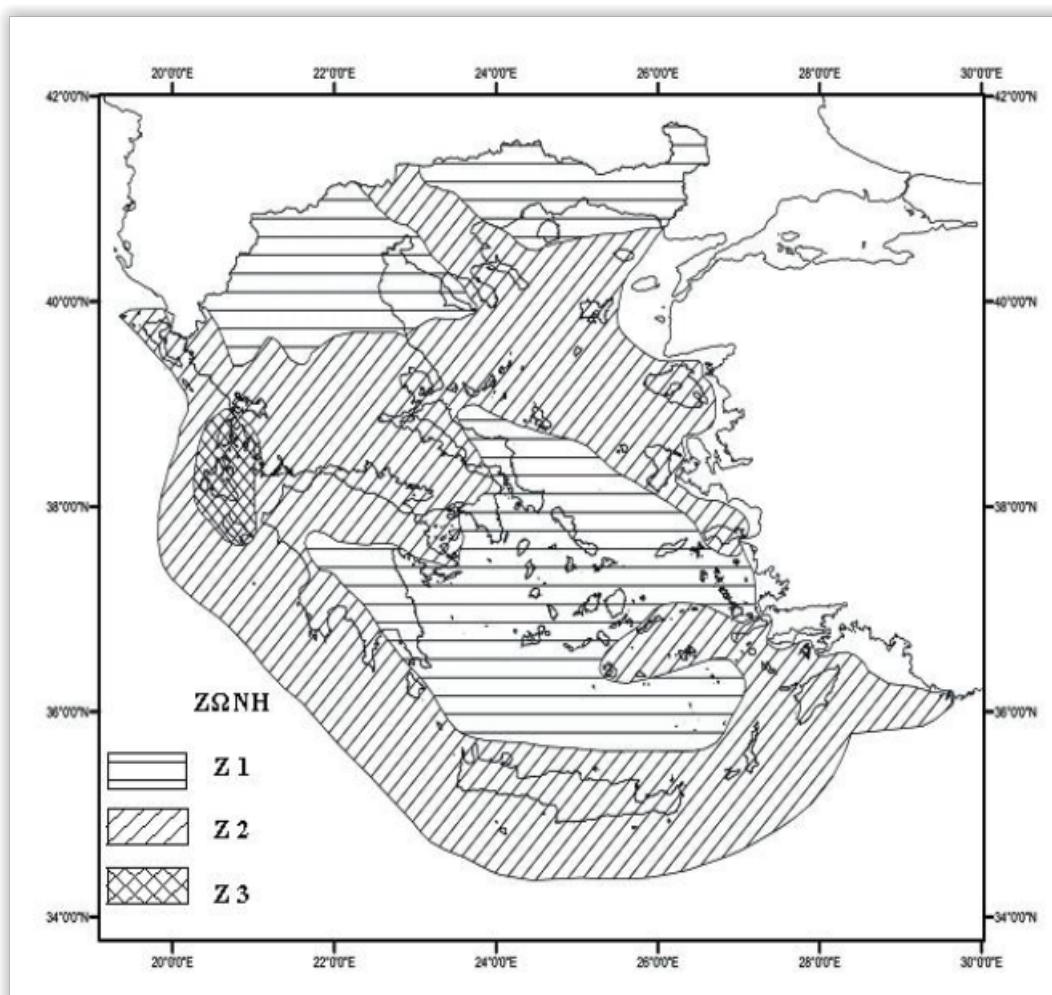
## Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας – Εδαφική επιτάχυνση $a_{g,R}$

Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους

$a_{g,R}$ , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α. Η Ελλάδα είναι χωρισμένη σε 3 ζώνες:

Πίνακας 2.7 Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{g,R}$  ανά ζώνη

Τιμές $a_{g,R}/g$	
Ζώνη	$a_{g,R}/g$
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36



Σχήμα 2.9 : Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η τιμή αναφοράς  $a_{g,R}$  της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς  $T = 475$  έτη, όπου  $T_{NCR}$  είναι η περίοδος επανάληψης της

σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης. Ορίζεται ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$  και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α προκύπτει από τη σχέση:  $a = a_{g,R} * \gamma_i$ .

Για το συντελεστή σπουδαιότητας ορίζονται τέσσερις κατηγορίες: I, II, III, IV. Η κατηγοριοποίηση των κτηρίων στις κατηγορίες δίνεται στον παρακάτω πίνακα μαζί με την τιμή του συντελεστή. Από τον παρακάτω πίνακα προκύπτει  $\gamma_i = 1,00$  για το κτήριο της παρούσας μελέτης.

Πίνακας 2.8 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας  $\gamma_i$  για κτήρια

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

Για την κατασκευή μας, έχουμε έδαφος κατηγορίας Β, Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III (Z3), άρα  $a_{g,R} = 0,36 * g$  και κατηγορία σπουδαιότητας II (για συνήθη κτήρια, όπως γραφεία και κατοικίες), άρα  $\gamma_{II} = 1,00$ .

#### Συντελεστής συμπεριφοράς «q»

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q δείχνει την ικανότητα της κατασκευής να παραμορφώνεται μετά την πρώτη διαρροή (πλαστικοποίηση) κάποιας διατομής και μέχρι την κατάρρευση του φορέα. Δηλαδή εκφράζει, εν γένει, τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας από ένα δομικό σύστημα, μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται πολύ η αντοχή του. Μεγάλες τιμές q επιτρέπουν την αυξημένη παραμόρφωση και κατ' επέκταση μεγάλη απορρόφηση ενέργειας από την κατασκευή.

Παράγοντες όπως η διαθέσιμη πλαστικότητα, η υπερστατικότητα του φορέα καθώς και η υστερητική απόσβεση επηρεάζουν το συντελεστή συμπεριφοράς q. Για κτήρια, όπως αυτό της παρούσας διπλωματικής εργασίας, στα οποία υπάρχει ίδιο υλικό κατασκευής καθ' ύψος και ορθογωνική διάταξη των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας, ο συντελεστής q ορίζεται για ολόκληρο το κτήριο και για κάθε κύρια διεύθυνση (X και Y) χωριστά, αναλόγως του αντιστοίχου δομικού συστήματος. Ωστόσο, η κατηγορία πλαστικότητας είτε μεσαία (ΚΠΜ), είτε υψηλή (ΚΠΥ) είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Στον πίνακα 2.13 παρουσιάζονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q, ανάλογα με το υλικό και το δομικό σύστημα :

Πίνακας 2.9 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	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 σύνδεσμοι 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
	* Βλέπε Παράρτημα Γ.	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	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

#### Διορθωτικός συντελεστής «η»

Μέσω του διορθωτικού συντελεστή «η» εκφράζεται η αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης «ζ» είναι διάφορο του 5%.

Ο συντελεστής «η» δίνεται από τη σχέση  $\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta+5}}$  (2.14)

Το «ζ» τίθεται επί τοις εκατό.

Οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης «ζ» (%) εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής. Για μεταλλικές κατασκευές, όταν είναι συγκολλητές επιλέγεται  $\zeta=2\%$ , ενώ όταν είναι κοχλιωτές επιλέγεται  $\zeta = 4\%$ . Για κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα επιλέγεται  $\zeta = 5\%$ . Στην παρούσα κατασκευή έχουμε μικτό σύστημα με συγκολλήσεις και κοχλιώσεις. Συνεπώς επιλέγεται  $\zeta = 3\%$ .

#### Φάσμα Σχεδιασμού

Για ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμικό σχεδιασμό (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων) γίνεται ανάλυση με φάσμα σχεδιασμού μειωμένο σε σχέση με το ανελαστικό φάσμα. Η μείωση γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q. Για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού  $S_d(T)$  σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

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

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

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

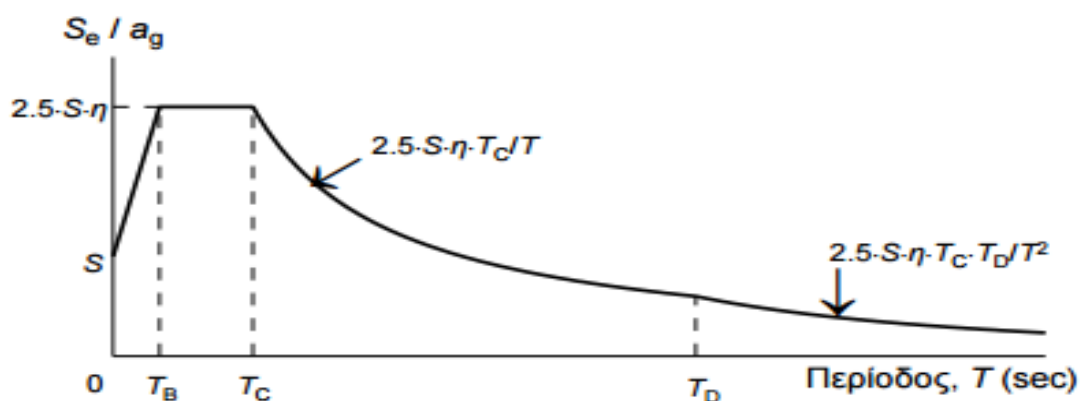
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Όπου οι τιμές των παραμέτρων των φασμάτων απόκρισης δίνονται στον παρακάτω πίνακα( για έδαφος κατηγορίας Β στη συγκεκριμένη εργασία).

Πίνακας 2.10 Χαρακτηριστικές τιμές των περιόδων T και του συντελεστή θεμελίωσης S για τις οριζόντιες συνιστώσες τη σεισμικής διέγερσης

Εδαφικός τύπος	S	T <sub>B</sub> (sec)	T <sub>C</sub> (sec)	T <sub>D</sub> (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

Και β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού και λαμβάνεται β=0,2. Άρα η γενική μορφή του φάσματος σχεδιασμού είναι:



Σχήμα 2.10 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (Γενική μορφή)

### 2.3 Συντελεστές ασφαλείας – Οριακές καταστάσεις

Όταν κάποιος φορέας δεν πληροί τα κριτήρια για τα οποία σχεδιάστηκε, τότε θεωρείται ότι έχει φτάσει στην οριακή κατάστασή του, είτε αυτό αφορά την αστοχία κάποιου μέλους ή ολόκληρου του φορέα, είτε τη λειτουργικότητά του. Συνεπώς, όταν

διακυβεύεται η ασφάλεια των ανθρώπων που κάνουν χρήση του κτηρίου, αλλά και το ίδιο το κτήριο, τότε οι οριακές καταστάσεις αφορούν την αστοχία αυτού (ULS – Ultimate Limit States), ενώ όταν ο φορέας καθίσταται μη λειτουργικός, μειώνεται σε μεγάλο βαθμό η άνεση των χρηστών του και δημιουργούνται ρωγμές στην εξωτερική του εμφάνιση, τότε οι οριακές καταστάσεις αφορούν τη λειτουργικότητά του (SLS – Serviceability Limit States).

Οι έλεγχοι επάρκειας των φορέων πραγματοποιούνται αφού έχει προηγηθεί η φόρτιση αυτών με τις δράσεις σχεδιασμού, οι οποίες αποτελούν τα φορτία λειτουργίας του φορέα προσαυξημένα με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας, συνήθως μεγαλύτερους της μονάδας και συνδυαζόμενες μεταξύ τους οδηγούν την εκάστοτε κατασκευή στα όριά της (δηλαδή στις ULS και SLS).

### 2.3.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων

Οι συντελεστές ασφαλείας των δράσεων έχουν διαφορετική τιμή, αναλόγως του είδους της δράσης (μόνιμη, μεταβλητή), της εξεταζόμενης οριακής κατάστασης (αστοχίας, λειτουργικότητας) και της επιρροής της δράσης (δυσμενής, ευμενής). Οι τιμές φαίνονται στους πίνακες 2.15 (Μόνιμες δράσεις) και 2.16 (Μεταβλητές δράσεις).

Πίνακας 2.11 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μονίμων δράσεων  $\gamma_G$

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,35	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00

Πίνακας 2.12 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων  $\gamma_Q$

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,50	0,00
	Τυχηματικοί	1,00	0,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	0,00

### 2.3.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων (των διατομών)

Όπως και για τις δράσεις, έτσι και για τις αντιστάσεις των διατομών, ορίζονται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, οι οποίοι λαμβάνουν υπόψιν τους τυχόν δυσμενείς αποκλίσεις από τις χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών των υλικών των

διατομών ή των μελών του φορέα, καθώς και αβεβαιότητες στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και στην προσομοίωση του φορέα. Αυτοί οι συντελεστές ασφαλείας ορίζονται, όπως και οι  $\gamma_G$  και  $\gamma_Q$ , αναλόγως του τύπου αστοχίας και της εξεταζόμενης οριακής κατάστασης. Τιμές αυτών, που αφορούν μόνο την οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.), δίνονται στον ακόλουθο πίνακα 2.17 .

Πίνακας 2.13 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{M0}$  για τις αντιστάσεις των διατομών σε Ο.Κ.Α

Τύπος αστοχίας	Συντελεστής ασφαλείας	Τιμή
Διαρροή	$\gamma_{M0}$	1,00
Απώλεια ευστάθειας	$\gamma_{M1}$	1,00
Εφελκυστική θραύση	$\gamma_{M2}$	1,25

### 2.3.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Όπως αναφέρθηκε, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή, για να ελεγχθεί η επάρκεια αυτής στις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας. Όταν το μέγεθος των δράσεων και των συνδυασμών αυτών, στις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις, είναι μεγαλύτερο από τις αντοχές των υλικών των μελών του φορέα, τότε αυτός καθίσταται ακατάλληλος για το σκοπό για τον οποίο σχεδιάστηκε.

#### Συντελεστές συνδυασμού δράσεων

Κατά το συνδυασμό των δράσεων, χρησιμοποιούνται οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  (πίνακας 2.12) , οι οποίοι λαμβάνουν υπόψιν την περιορισμένη πιθανότητα συνύπαρξης των ακραίων τιμών των διαφόρων μεταβλητών δράσεων στο φορέα.

Πίνακας 2.14 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  για κτήρια

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια</b>			
Κατηγορία Α : Κατοικίες, συνήθη κτήρια	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β : Χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C : Χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D : Χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E : Χώροι αποθήκευσης	1	0,9	0,8
<b>Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτήρια</b>			
Κατηγορία F : Βάρος οχήματος $W \leq 30$ KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G : $30$ KN $\leq$ Βάρος $W \leq 160$ KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H : Οροφές (Στέγες)	0	0	0
<b>Φορτία χιονιού σε κτήρια</b>			
• Για υψόμετρο $H > 1000\mu$	0,7	0,5	0,2
• Για υψόμετρο $H \leq 1000\mu$	0,5	0,2	0
<b>Φορτία ανέμου σε κτήρια</b>			
	0,6	0,2	0
<b>Θερμοκρασία σε κτήρια (Εκτός πυρκαγιάς)</b>			
	0,6	0,5	0

### 2.3.4 Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά την οποία παρουσιάζονται οι πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση κλπ τμήματος ή ολόκληρου του φορέα, οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού μέσω των οποίων πραγματοποιείται ο έλεγχος αυτού, δίνονται για τις διάφορες καταστάσεις από τις ακόλουθες σχέσεις :

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (2.16)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (2.17)$$

- Για καταστάσεις σεισμού :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (2.18)$$

Στις σχέσεις 2.16 έως 2.18 τα μεγέθη με δείκτη 1 αφορούν την επικρατέστερη μεταβλητή δράση (κι όπου αυτή δεν είναι προφανής, επιλέγεται διαδοχικά η μεταβλητή δράση  $Q_{k,i}$  ως η επικρατέστερη). Κατ' αυτόν τον τρόπο δημιουργείται μεγάλος αριθμός συνδυασμών δράσεων. Τα μεγέθη με δείκτη  $i$  αφορούν τις λοιπές μεταβλητές δράσεις  $i$  οι οποίες συνυπάρχουν με τις υπόλοιπες μεταβλητές και την επικρατέστερη. Έχουν αγνοηθεί οι όροι που αφορούν την προένταση. Οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,i}$ ,  $\psi_{2,i}$  δίνονται στον πίνακα 2.32. Να σημειωθεί ότι μέσω γραμμικής ανάλυσης καθίσταται δυνατή η επαλληλία των δράσεων ή των αποτελεσμάτων των δράσεων. Όταν πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση επιτρέπεται μόνο ο συνδυασμός των δράσεων (επαλληλία) πριν την επίλυση, καθώς δεν επιτρέπεται η επαλληλία των αποτελεσμάτων. Όσον αφορά τα φορτία ανέμου



και σεισμού, αυτά επιλέγονται σε κάθε διεύθυνση Χ και Υ χωριστά. Ειδικότερα για τη δράση του σεισμού επιλέγεται είτε  $E_x + 0,3 * E_y$  είτε  $E_y + 0,3 * E_x$  για σεισμική διέγερση κατά Χ και Υ αντίστοιχα.

Παρακάτω φαίνονται οι συνδυασμοί των φορτίσεων που προκύπτουν βάση του Ευροκώδικα για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας όπως αυτές προκύπτουν από το ETABS. Παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 2.15 Συνδυασμοί ΟΚΑ

Combinations	Number	Dead	Live	W 0	W 90	RSP X 0,24g	RSP Y 0,24g	Ex_0,24 (Modal )	Ey_0,24 (Modal )	Ex_0,24 (Ct)	Ey_0,24 (Ct)
DStIS	1	1,35									
DStIS	2	1,35	1,5								
DStIS	3	1,35	1,5	0,9							
DStIS	4	1,35	1,5	-0,9							
DStIS	5	1,35	1,5		0,9						
DStIS	6	1,35	1,5		-0,9						
DStIS	7	1,35	1,05	1,5							
DStIS	8	1,35	1,05	-1,5							
DStIS	9	1,35	1,05		1,5						
DStIS	10	1,35	1,05		-1,5						
DStIS	11	1,35		1,5							
DStIS	12	1,35		-1,5							
DStIS	13	1,35			1,5						
DStIS	14	1,35			-1,5						
DStIS	15	1		1,5							
DStIS	16	1		-1,5							
DStIS	17	1			1,5						
DStIS	18	1			-1,5						
DStIS	19	1	0,3					1			
DStIS	20	1	0,3					-1			
DStIS	21	1	0,3						1		
DStIS	22	1	0,3						-1		
DStIS	23	1	0,3								1
DStIS	24	1	0,3								-1
DStIS	25	1	0,3							1	
DStIS	26	1	0,3							-1	
DStIS	27	1						1			
DStIS	28	1						-1			
DStIS	29	1							1		
DStIS	30	1							-1		
DStIS	31	1									1
DStIS	32	1									-1
DStIS	33	1								1	
DStIS	34	1								-1	
DStIS	35	1	0,3			1					
DStIS	36	1	0,3				1				
DStIS	37	1				1					
DStIS	38	1					1				
DStIS	39	1				-1					
DStIS	40	1					-1				
±RSPX±0,3RSP Y+G+0,3Q	41	1	0,3			±1	±0,3				
±RSPY±0,3RSP X+G+0,3Q	42	1	0,3			±0,3	±1				

### 2.3.5 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, κατά την οποία παρουσιάζονται μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ, που έχουν ως αποτέλεσμα να μην πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις τμήματος ή ολόκληρου του φορέα, οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού μέσω των οποίων πραγματοποιείται ο έλεγχος αυτού είναι οι ακόλουθοι :

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (2.19)$$

- Συχνός συνδυασμός :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (2.20)$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (2.21)$$

Τέλος φαίνονται οι συνδυασμοί για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Πίνακας 2.16 Συνδυασμοί ΟΚΛ

COMBINATIONS	DEAD	LIVE	WIND 0	WIND 90	SNOW
Dstld 1	1	1			
Dstld 2	1	1	0,6		0,5
Dstld 3	1	1		0,6	0,5
Dstld 4	1	1	0,6		
Dstld 5	1	1		0,6	
Dstld 6	1	1			0,5
Dstld 7	1	0,7	0,6		1
Dstld 8	1	0,7		0,6	1
Dstld 9	1	0,7	1		0,5
Dstld 10	1	0,7		1	0,5
Dstld 11	1	0,7			1
Dstld 12	1	0,7	1		
Dstld 13	1	0,7		1	

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ**

### **3.1 Γενικά**

Ο σχεδιασμός ενός φέροντος οργανισμού αποσκοπεί στη δημιουργία διαδρομών για την ασφαλή παραλαβή και μεταφορά των φορτίων από την ανωδομή στο θεμέλιο. Σε πρώτη φάση ορίζεται το χωρικό προσομοίωμα που αποτελείται από τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα. Στη συνέχεια, επιλέγονται οι πλάκες σκυροδέματος και η γεωμετρία και η διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών.

### **3.2 Δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού**

Τα κύρια δομικά στοιχεία του συγκεκριμένου κτηρίου είναι:

- Σύμμικτες πλάκες
- Δοκοί
- Διαδοκίδες
- Υποστυλώματα
- Συστήματα πλευρικής ευστάθειας

#### **3.2.1 Σύμμικτες πλάκες**

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και από έγχυτο σκυρόδεμα. Η λειτουργία τους στο μεταλλικό κτήριο είναι διπλή: βοηθούν τόσο στη παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και την ασφαλή μεταφορά τους στις δοκούς όσο και στη παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας τους.

#### **3.2.2 Δοκοί**

Οι δοκοί παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία (ίδιο βάρος τους, το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων, τα φορτία του νωπού σκυροδέματος της πλάκας και τα φορτία σκυροδέτησης) και τα μεταφέρουν ασφαλώς στα υποστυλώματα. Οι δοκοί στο ισόγειο και τον πρώτο όροφο σχεδιάστηκαν αμφιέριστες διότι κατ'αυτόν τον τρόπο δεν υπάρχουν ζώνες στις οποίες το σκυρόδεμα να εφελκύεται οπότε γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς ΙΡΕ .

#### **3.2.3 Διαδοκίδες**

Οι διαδοκίδες είναι οριζόντια δομικά στοιχεία τα οποία τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να μειώσουν τα ανοίγματα των πλακών. Στο εξεταζόμενο κτήριο τοποθετήθηκαν διαδοκίδες κατά τη διεύθυνση χ του κτηρίου και χρησιμοποιήθηκε για τη μόρφωσή του πρότυπη ελατή διατομή ΙΡΕ.

#### **3.2.4 Υποστυλώματα**

Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν διατομές πλατύπελμες ΗΕΜ οι οποίες προτιμώνται από τις υψίκορμες λόγω της εξισορροπημένης τους αντοχής έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις.

### 3.2.5 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας

Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών –δοκών –υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση. Πέραν όμως των κατακόρυφων φορτίων απαιτείται και η ασφαλής μεταφορά των οριζοντίων δράσεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτηρίου. Στα μεταλλικά κτήρια η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται είτε με πλαίσια παραλαβής ροπών (στα οποία οι συνδέσεις δοκών –υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως συνδέσεις ροπής ) είτε με κατακόρυφους ή/και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας (οπότε οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας). Γενικώς, η διάταξη των συνδέσμων γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες αρχές:

-Η διάταξη σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να επιτρέπει την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτηρίου.

-Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη. Αν σε μία διεύθυνση υπάρχει μόνο ένας σύνδεσμος, δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και παραλαβής τους από το σύνδεσμο.

-Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να μη δημιουργούνται προβλήματα στρέψης.

-Η ευνοϊκότερη θέση είναι στη περίμετρο του κτηρίου, ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.

-Πρέπει να μη διακόπτεται η συνέχεια των συνδέσμων καθ' ύψος του κτηρίου. Δεν είναι λίγες όμως οι περιπτώσεις όπου αρχιτεκτονικοί ή λειτουργικοί λόγοι επιβάλλουν τη μετάθεση της θέσης τους σε ορισμένους ορόφους. Στις περιπτώσεις αυτές το κέντρο δυσκαμψίας αλλάζει από όροφο σε όροφο, με συνέπεια να δημιουργούνται πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.

-Πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτηρίου. Στο συγκεκριμένο κτήριο επιλέχθηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Υ κατηγορίας HEA. Βασικό πλεονέκτημα των διατομών αυτών είναι ότι έχουν μεγάλη αντοχή σε αξονικές. Ωστόσο, το μόνο μειονέκτημά τους είναι η μη ευχέρεια σύνδεσής τους με τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία.

### 3.3 Περιγραφή βασικών ελέγχων

Για τον έλεγχο των δομικών στοιχείων και των διατομών τους θα βρεθούν από τη στατική και τη δυναμική ανάλυση που έχει γίνει στο χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής και με βάση αυτά και το είδος του δομικού στοιχείου (δοκός, σύνδεσμος δυσκαμψίας, υποστύλωμα ) θα γίνουν οι έλεγχοι που φαίνονται παρακάτω.

**Δοκοί:** Οι δοκοί ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση στην Οριακή κατάσταση αστοχίας και γίνεται ο έλεγχος βελών τους στην Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Επιπλέον, στη παρούσα μελέτη λόγω της σύμμικτης λειτουργίας τους με τις πλάκες σκυροδέματος ελέγχεται και η αντοχή της διατομής τους σε εφελκυσμό. Τέλος, η πλάκα διασφαλίζει πλευρικά τις δοκούς οπότε δε κρίνεται απαραίτητο να ελεγχθούν σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Υποστυλώματα: Τα υποστυλώματα καταπονούνται κυρίως αξονικά. Οι έλεγχοι που έγιναν για αυτά στη παρούσα μελέτη είναι έλεγχος αντοχής της διατομής τους σε θλίψη, κάμψη, τέμνουσα, σε αλληλεπίδραση θλίψης, κάμψης και τέμνουσας στην

Οριακή κατάσταση αστοχίας. Επίσης, έγινε έλεγχος της ευστάθειας του μέλους (καμπτικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός )

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Οι ράβδοι δικτύματος των συνδέσμων δυσκαμψίας καταπονούνται κυρίως αξονικά. Η διαστασιολόγησή τους έγινε με βάση την αξονική δύναμη που προέκυψε από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και η αντοχή της διατομής τους ελέγχθηκε σε εφελκυσμό.

### **3.4 Κατάταξη διατομών**

Ο σχεδιασμός ενός φορέα και των στοιχείων από τα οποία συντίθεται, προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή αφορά αφενός την ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και τα παραμορφωσιακά μεγέθη, αφετέρου τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών. Ανάλογα με την επιρροή του τοπικού λυγισμού στην αντοχή και τη στροφική ικανότητα των διατομών, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φτάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέλη της χαλύβδινης διατομής.

Οι γενικοί κανόνες που διέπουν την κατάταξη των διατομών δίνονται συνοπτικά στους πίνακες Π3.1α, Π3.1β, Π3.1γ

Πίνακας 3.1 α

Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2α)

**Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα**

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

\*)  $\psi \leq -1$  εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση  $\sigma < f_y$  είτε η εφελκυστική παραμόρφωση  $\epsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 3.1β

Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2β)

**Προεξέχοντα πέλματα**

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$			
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$				
		Για $k_\sigma$ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2γ)

**Γωνιακά**

Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε Πίν. 5.2β)


Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15 \cdot \epsilon$ ; $\frac{b+h}{2 \cdot t} \leq 11,5 \cdot \epsilon$

Πίνακας 3.1γ

Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2γ συνέχεια)

**Σωληνωτές διατομές**



Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
	<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

### 3.5 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Αντοχή διατομών, όποια και αν είναι η κατηγορία :  $\gamma_{M0} = 1,00$

#### 3.5.1 Αντοχή διατομών

-Αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό

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

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1$$

-Πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

-Αντοχή σε θλίψη

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1$$

όπου  $N_{c,Sd}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{pl,Rd}$  είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους πρέπει να λαμβάνεται ως

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

για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3

- Αντοχή σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Sd}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:  $\sqrt{3}$

$$\frac{V_{c,Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1$$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$V_{pl,Rd} = A \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

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

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  $A_v = 1,04 h_w t_w$   
 $t_w$  είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως  $t_w$  θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.).

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

γ) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους  $2 A$  όπου  $A$  είναι η επιφάνεια της διατομής

$b$  είναι το συνολικό πλάτος

$h$  είναι το συνολικό ύψος

$h_w$  είναι το ύψος του κορμού

$t_f$  είναι το πάχος του πέλματος

- Αντοχή σε κάμψη

$$M_{sd} = M_{pl,Sd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

για διατομές κατηγορίας 1 και 2

$$M_{sd} = M_{el,Sd} = W_{el,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

για διατομές κατηγορίας 3

- Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = \frac{N_{sd}}{A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

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



### 3.5.2 Αντοχή Μελών

- Καμπτικός Λυγισμός

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους δίνεται από την σχέση

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\chi$  είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού από την εξίσωση

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

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

$\alpha$  είναι συντελεστής ατελειών

$\bar{\lambda}$  ανηγμένη λυγηρότητα

- Στρεπτοκαμπτικός (Πλευρικός) Λυγισμός

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd}$$

Όπου  $M_{b,Rd}$  η αντοχή μιας δοκού σε πλευρικό λυγισμό και είναι

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου  $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$  και  $\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

$\alpha$  είναι συντελεστής ατελειών

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$  ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού

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

Παρακάτω ακολουθούν ορισμένοι πίνακες για τον υπολογισμό των μεγεθών που υπεισέρχονται στον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

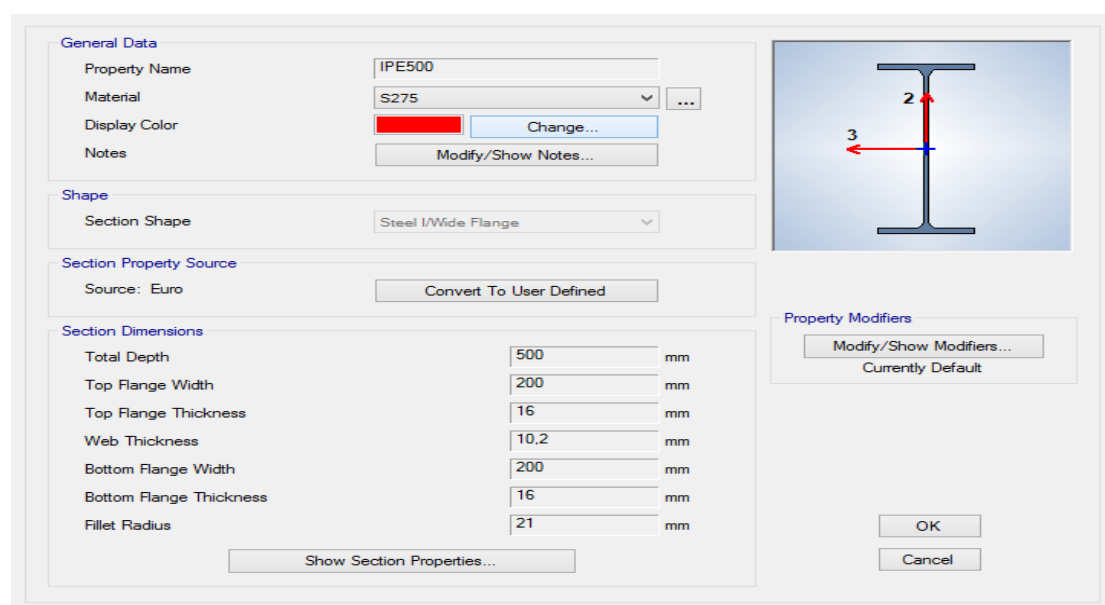
Πίνακας 3.2 καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΤΕΛΕΙΩΝ $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

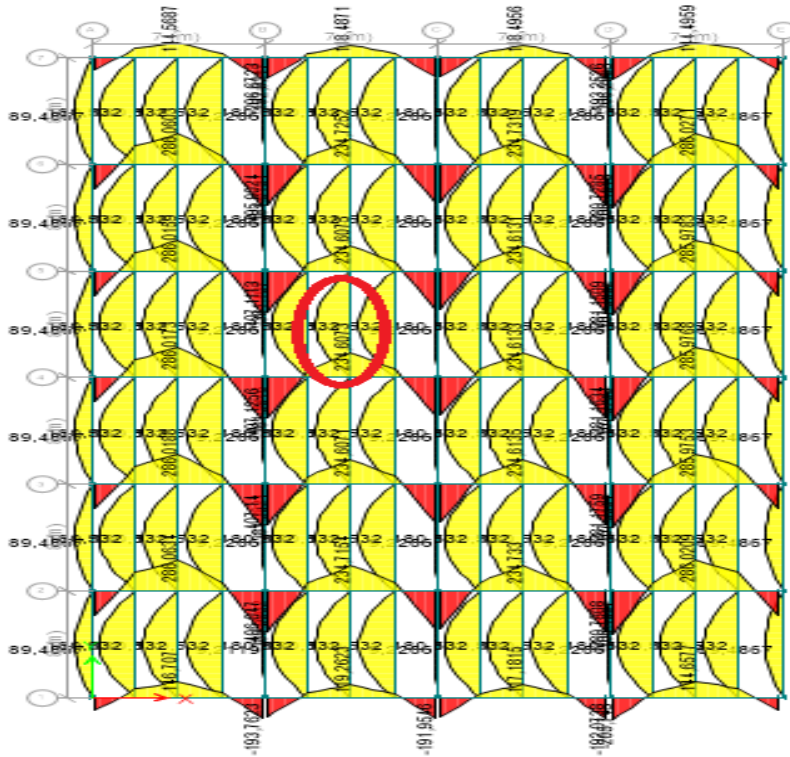
Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	c d
Άλλες διατομές	-	d

### 3.6 Ανάλυση και έλεγχος διαδοκίδας

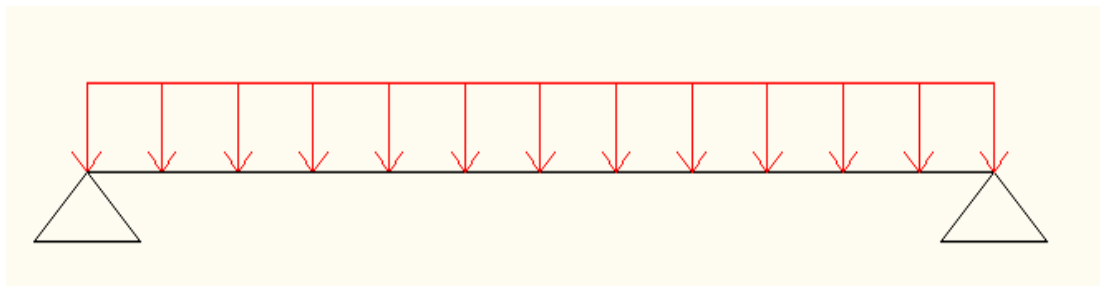
Στην κατασκευή τοποθετήθηκαν διαδοκίδες κατηγορίας IPE500 στους 2 πρώτους οροφους εκτος από τον τελευταίο που τοποθετήθηκαν διατομες κατηγορίας IPE450 λόγω μειωμένων φορτιών. Αρχικά, θα ελεγχθεί η διατομή σε οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Η διαδοκίδα είναι καμπτόμενη με ομοιόμορφα κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο ( σκυρόδεμα και χαλυβδόφυλλο ) η οποία λειτουργεί σαν αμφιέρειστη δοκός.



Σχήμα 3.1 χαρακτηριστικά διατομής



Σχήμα 3.2 Ρομές Τυπικού Ορόφου

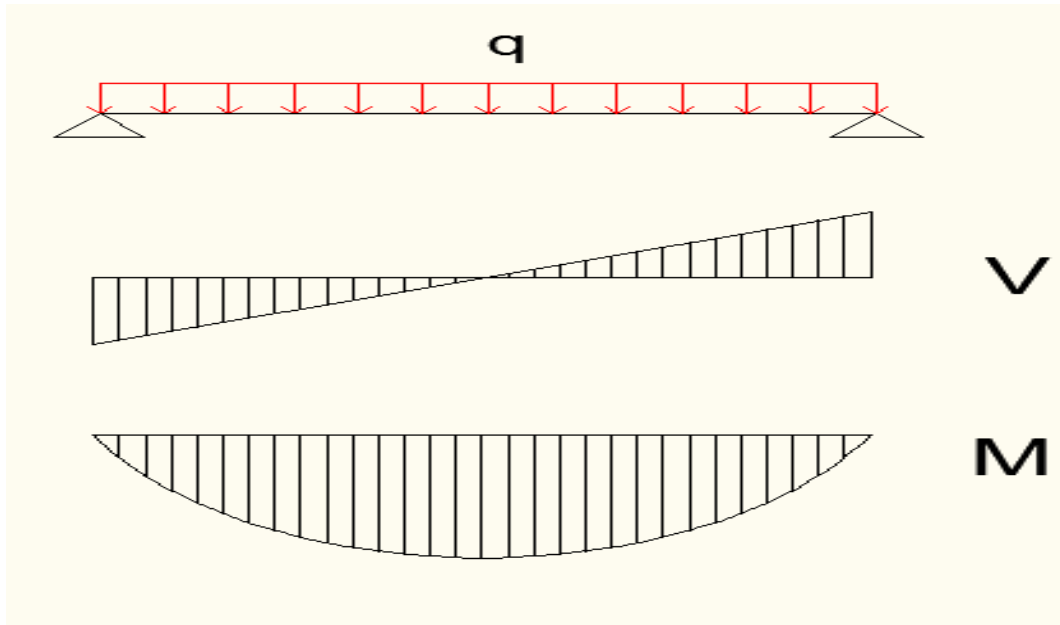


Σχήμα 3.3 αμφιέριστη δοκος

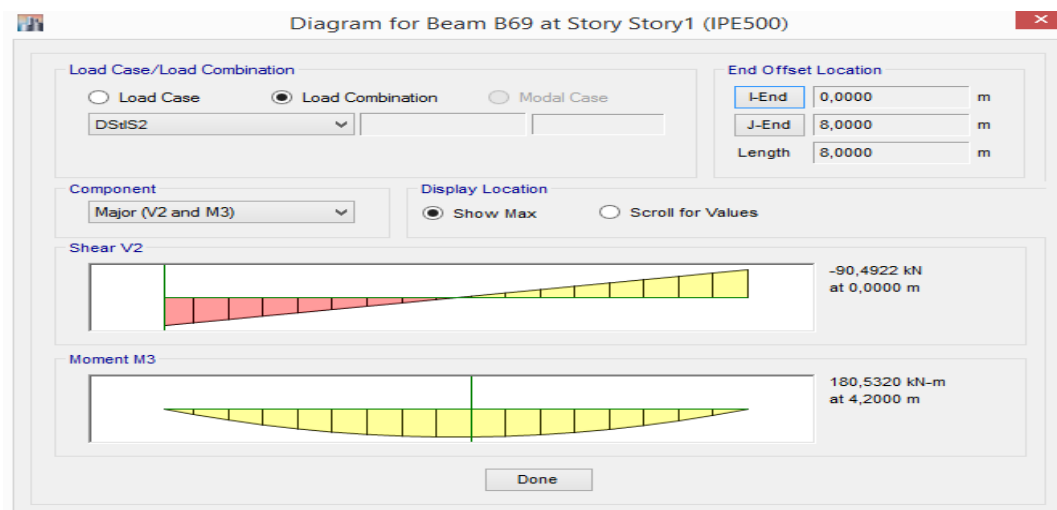
Μόνιμα φορτία :  $g = 3,5$

Κινητά φορτία :  $q = 5$

Ζώνη επιρροής φορτίου : 1,75 m



Σχήμα 3.4 μη αμφιέριστης



Σχήμα 3.5 εντατικά μεγέθη διαδοκίδας

### 3.6.1 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

$$q_{ed} = (1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q) \cdot b = (1,35 \cdot 3,5 + 1,5 \cdot 5) \cdot 1,75 = 21,39375 = 21,4 \text{ KN/m}$$

Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη διατομής κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη

$$\text{Εξωτερικό μέγεθος : } M_{ed} = q \cdot L^2 / 8 = 21,39375 \cdot 8^2 / 8 = 171,15 \text{ KNm}$$

$$\text{Αντοχή : } M_{pl,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{mo} = 2194 \cdot 27,5 / 1$$

$$\text{Έλεγχος : } M_{pl,rd} > M_{ed}$$

Άρα, επαρκεί η διατομή έναντι μονοαξονικής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα

### 3.6.2 Έλεγχος επάρκειας έναντι τέμνουσας

Εξωτερικό μέγεθος :  $V_{ed} = q \cdot L / 2 = 21,39375 \cdot 7 / 2 = 85,575 \text{ KN}$

Αντοχή :  $V_{pl,rd} = A_{v,y} \cdot f_y / (3^{0.5}) \gamma_{mo} = 60,4 \cdot 27,5 / 1,73$

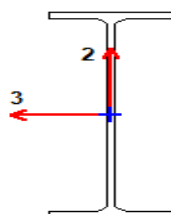
Έλεγχος :  $V_{pl,rd} > V_{ed}$

Άρα, επαρκεί η διατομή έναντι τέμνουσας.

Όπως προέκυψε από τους ελέγχους διατομών και μελών σε ΟΚΑ, οι διατομές επαρκούν σε ΟΚΑ. Τα αντίστοιχα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης που προέκυψαν από το πρόγραμμα διατείνονται παρακάτω :

#### ETABS 2015 Steel Frame Design

#### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story1	B66	102	8000	0	DS1S2	Beam	DCH CBF	IPE500

#### Element Details (Part 2 of 2)

Classification	Rolled
Class 1	Yes

#### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

#### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

#### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
116	48200	203,8	1928	60,4	2194	0	89,1

I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (mm)	W <sub>el,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	h (mm)
2142	43	214,2	68,3	336	1249365,3	500

$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (cm <sup>3</sup> )
116	0	0	1928	214,2

#### Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210000	275	430

#### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
0	0	0	0	-90,4922	0	0

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,766 = 0 + 0,766 + 0$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	1	8000	39,246
Major Braced	1	1	8000	39,246
Minor (z-z)	1	1	8000	186,17
Minor Braced	1	1	8000	186,17
LTB	1	1	8000	186,17

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor kN
Axial	0	3190	3190	2993,9101	589,681

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
3190	3591,36	2590,5552	2590,5552	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	A	0,21	15609,3962	0,452	0,629	0,939	2993,9101
MajorB (y-y)	A	0,21	15609,3962	0,452	0,629	0,939	2993,9101
Minor (z-z)	B	0,34	693,679	2,144	3,13	0,185	589,681
MinorB (z-z)	B	0,34	693,679	2,144	3,13	0,185	589,681
Torsional TF	b	0,34	2590,5552	1,11	1,27	0,529	1688,9821

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	0	180,532	603,35	603,35	603,35	235,7861
Minor (z-z)	0	0	92,4	92,4	92,4	

#### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,924	0,5	-1

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	b	0,34	1,379	1,651	0,391	1,137	317,384

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,95	1	0,95	0,95	0,6	1	1

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	90,4922	958,2162	0	0,094	OK
Minor (y)	0	1083,8361	0	0	OK

#### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	958,2162	1,2	0,574

#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
90,4922	DStIS4	90,4922	DStIS4

-Επίσης παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης της IPE 450 διατομής:

## ETABS 2015 Steel Frame Design

### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)

#### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type
Story3	B111	282	8000	2775	DStIS2	Beam

#### Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	IPE450	Seismic MD	Yes

#### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

#### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

#### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )
98,8	33740	184,8	1499,6	50,8	1702	0	66,7

$I_{zz}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	h (mm)
1676	41,2	176,4	59,2	276	791005,1	450

$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (cm <sup>3</sup> )
98,8	0	0	1499,6	176,4

#### Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210000	275	430

#### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
2775	0	105,5974	0	-17,8431	0	0

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,656 = 0 + 0,656 + 0$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	1	8000	43,291
Major Braced	1	1	8000	43,291
Minor (z-z)	1	1	8000	194,237
Minor Braced	1	1	8000	194,237
LTB	1	1	8000	194,237

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor kN
Axial	0	2717	2717	2512,3791	465,1111

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
2717	3058,848	2217,5188	2217,518	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	A	0,21	10926,5773	0,499	0,656	0,925	2512,3791
MajorB (y-y)	A	0,21	10926,5773	0,499	0,656	0,925	2512,3791
Minor (z-z)	B	0,34	542,7666	2,237	3,349	0,171	465,1111
MinorB (z-z)	B	0,34	542,7666	2,237	3,349	0,171	465,1111
Torsional TF	B	0,34	2217,518	1,107	1,267	0,531	1443,0213

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	105,5974	116,2349	468,05	468,05	468,05	177,0641
Minor (z-z)	0	0	75,9	75,9	75,9	

#### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Seismic MD	Seismic MD	Seismic MD	0,924	0,5	-1



	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	b	0,34	1,408	1,697	0,378	1,137	236,0665

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,95	1	0,95	0,95	0,6	1	1

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	17,8431	806,9454	0	0,022	OK
Minor (y)	0	940,6371	0	0	OK

#### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	806,9454	1,2	0,56

#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
73,1453	DStIS76	73,1453	DStIS76

### 3.6.3 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Πέραν των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία σχολείται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση ελαστική ανάλυση, ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί στη φάση του σχεδιασμού για οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι υπερβολικές μετατοπίσεις μπορεί να προκαλέσουν ανεπιθύμητα αποτελέσματα. Μεταξύ αυτών αναφέρονται οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής, οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών και η οπτική ενόχληση στους χρήστες. Οι μετατοπίσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία του φορέα και όχι με την αντοχή του. Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και τη σύγκρισή τους με κάποια επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για μη βατές στέγες δεν είναι το ίδιο αυστηρά με τα όρια βελών που εφαρμόζονται για τα δάπεδα. Το συνολικό βέλος αποτελείται από τρεις επιμέρους συνιστώσες :

Όπου

$\delta_1$  το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

$\delta_2$  το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

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

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης που προέκυψαν από το πρόγραμμα διατείνονται παρακάτω :

#### ETABS 2015 Steel Frame Design

#### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Deflection Details)

### Element Details

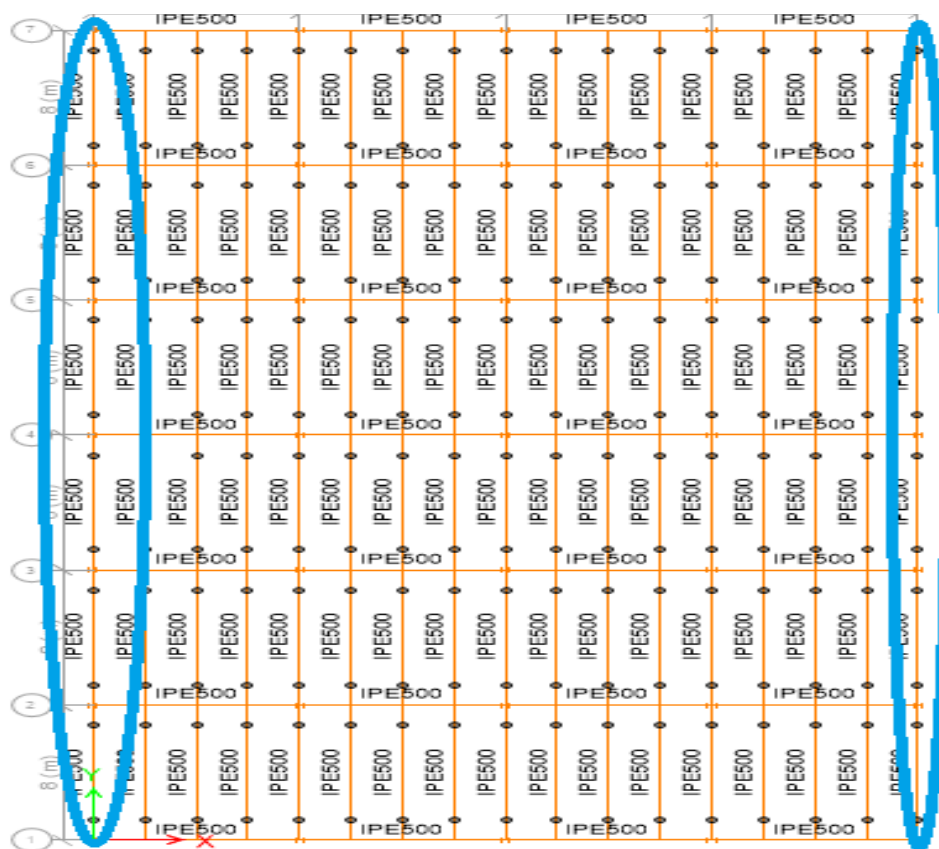
Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section	Rolled
Story1	B66	102	8000	4200	DStID2	Beam	DCH CBF	IPE500	Yes

### DEFLECTION DESIGN (Combo DStID2)

Type	Consider	Deflection mm	Limit mm	Ratio	Status
Dead Load	Yes	3,7	66,7	0,055	OK
Super DL + Live Load	Yes	4,6	66,7	0,069	OK
Live Load	Yes	4,6	22,2	0,206	OK
Total Load	Yes	8,3	33,3	0,248	OK
Total - Camber	Yes	8,3	33,3	0,248	OK

### 3.7 Ανάλυση και έλεγχος δοκών κατά Y (δευτερεύουσες)

Κατά τη διεύθυνση γ το στατικό μοντέλο είναι αμφιαρθρωτές δοκοί μήκους 8 μέτρων έκαστη. Οι δοκοί αυτές στην ουσία παραλαμβάνουν μονον τα επιφανειακά φορτία με το πλάτος επιρροής τους όπως οι διαδοκίδες. Χρησιμοποιήθηκαν διατομές κατηγορίας IPE500 και IPE450.

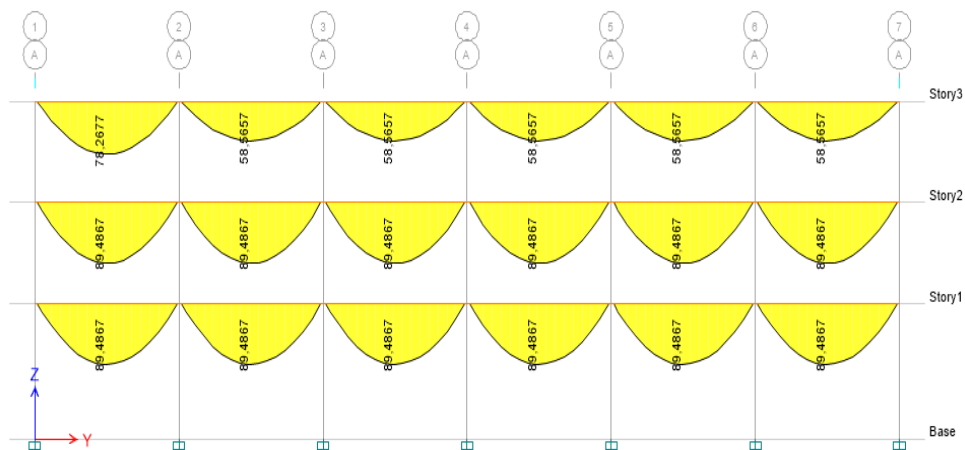


Σχήμα 3.6 κάτοψη τυπικού ορόφου

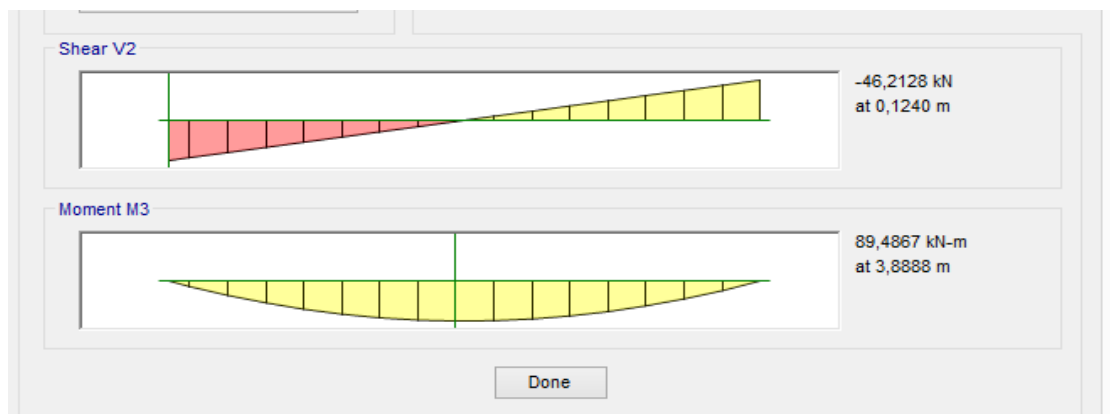
- Αρχικά για διατομή κατηγορίας IPE500 , τα αποτελέσματα ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω :



Σχήμα 3.7 απεικόνιση θέσης δοκών



Σχήμα3.8 Διαγράμματα Ροτών Πλαισίου κατά Y



Σχήμα 3.9 Διαγράμματα Ροτών και Τεμνουσών Μέλους

# ETABS 2015 Steel Frame Design

## Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)

### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story1	B3	68	8000	3888,8	DStIS2	Beam	DCH CBF	IPE500

### Element Details (Part 2 of 2)

Classification	Rolled
Class 1	Yes

### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
116	48200	203,8	1928	60,4	2194	0	89,1

I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (mm)	W <sub>el,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	h (mm)
2142	43	214,2	68,3	336	1249365,3	500

A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	e <sub>Ny</sub> (mm)	e <sub>Nz</sub> (mm)	W <sub>ef,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ef,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )
116	0	0	1928	214,2

### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)
210000	275	430

### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed,yy</sub> (kN-m)	M <sub>Ed,zz</sub> (kN-m)	V <sub>Ed,z</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kN-m)
3888,8	0	89,4867	0	-1,3258	0	-0,0001

### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,367 = 0 + 0,367 + 0$$

### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	0,969	7752	38,029
Major Braced	1	0,969	7752	38,029

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Minor (z-z)	1	0,969	7752	180,399
Minor Braced	1	0,969	7752	180,399
LTB	1	0,969	7752	180,399

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{b,y,y,Rd}$ Major kN	$N_{b,z,z,Rd}$ Minor kN
Axial	0	3190	3190	3006,5179	624,05

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
3190	3591,36	2651,1613	2651,1613	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0,21	16624,1156	0,438	0,621	0,942	3006,5179
MajorB (y-y)	a	0,21	16624,1156	0,438	0,621	0,942	3006,5179
Minor (z-z)	b	0,34	738,7729	2,078	2,978	0,196	624,05
MinorB (z-z)	b	0,34	738,7729	2,078	2,978	0,196	624,05
Torsional TF	b	0,34	2651,1613	1,097	1,254	0,537	1713,2266

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	89,4867	89,4867	603,35	603,35	603,35	243,668
Minor (z-z)	0	0	92,4	92,4	92,4	

#### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,924	0,5	-1

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	b	0,34	1,349	1,606	0,404	1,137	331,3969

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,95	1	0,95	0,95	0,6	1	1

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	1,3258	958,2162	-0,0001	0,001	OK
Minor (y)	0	1083,8361	-0,0001	0	OK

#### Shear Design

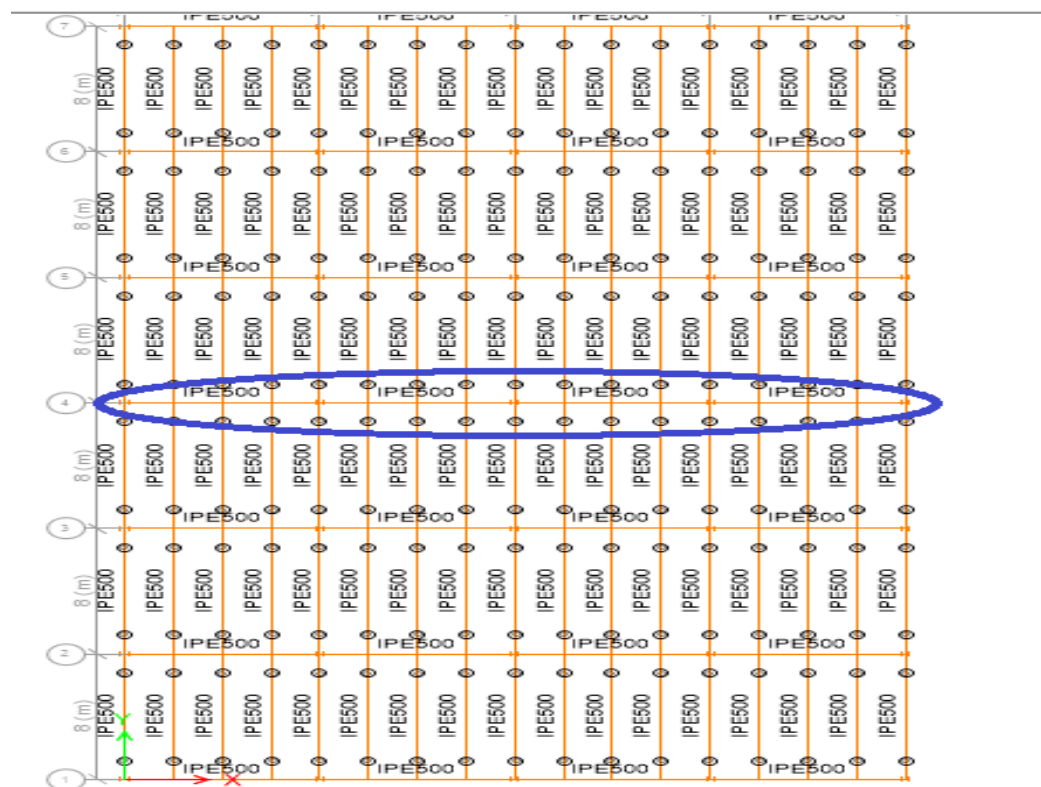
	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	958,2162	1,2	0,574

#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
47,0978	DStIS76	47,0978	DStIS76

### 3.8 Έλεγχος και ανάλυση δοκών κατά Χ (Κύριες)

Κατά τη διεύθυνση Χ το στατικό μοντέλο είναι συνεχείς δοκοί μήκους 7 μέτρων έκαστη. Οι δυνάμεις που δέχονται οι δοκοί είναι αυτές που μεταβιβάζουν οι αντιδράσεις από τις διαδοκίδες. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι κατηγορίας IPE 500 και IPE450.

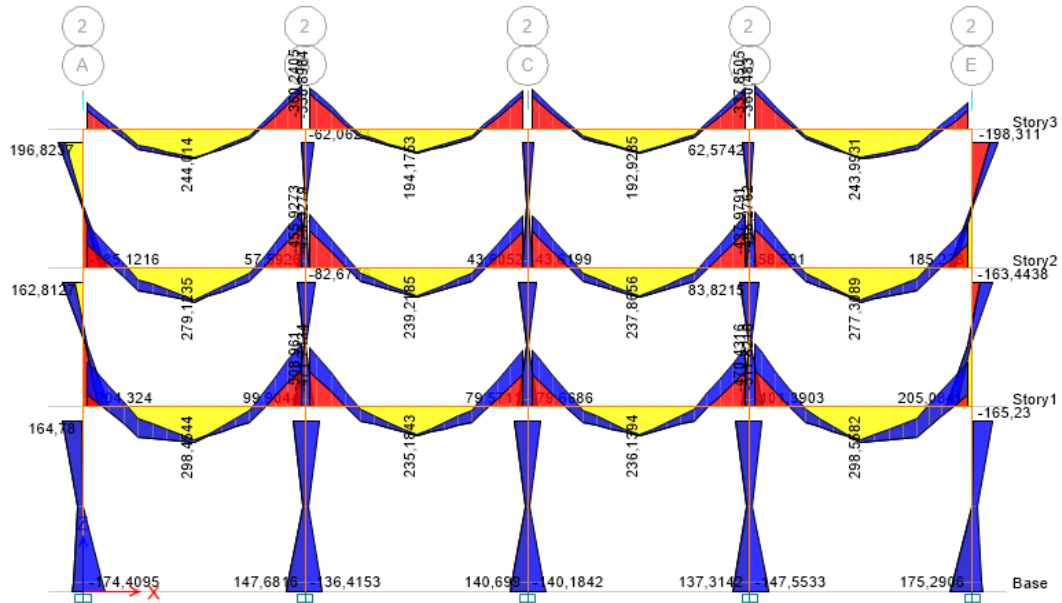


Σχήμα 3.10 Κάτοψη Τυπικού Ορόφου

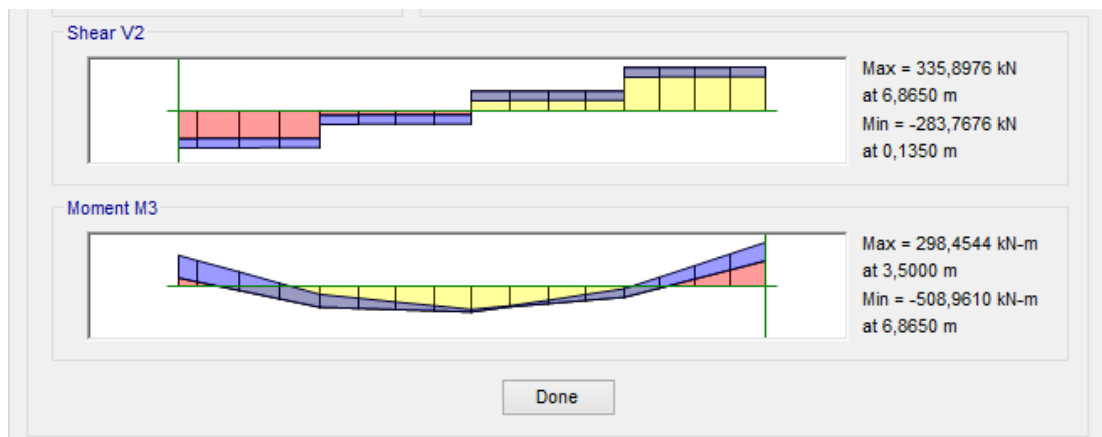
- Αρχικά για διατομή κατηγορίας IPE500, τα αποτελέσματα ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω



Σχήμα 3.11 απεικόνιση θέσης δυσμενέστερης δοκού



Σχήμα 3.12 Διαγράμματα Ροπών



Σχήμα 3.13 Εντατικά Μεγέθη Μέλους

## ETABS 2015 Steel Frame Design

### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)

#### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story1	B3	68	8000	3888,8	DStIS2	Beam	DCH CBF	IPE500

#### Element Details (Part 2 of 2)

Classification	Rolled
Class 1	Yes

### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )
116	48200	203,8	1928	60,4	2194	0	89,1

$I_{zz}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	h (mm)
2142	43	214,2	68,3	336	1249365,3	500

$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (cm <sup>3</sup> )
116	0	0	1928	214,2

### Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210000	275	430

### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
3888,8	0	89,4867	0	-1,3258	0	-0,0001

### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] \\ + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,367 = 0 + 0,367 + 0$$

### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	0,969	7752	38,029
Major Braced	1	0,969	7752	38,029
Minor (z-z)	1	0,969	7752	180,399
Minor Braced	1	0,969	7752	180,399
LTB	1	0,969	7752	180,399

### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{b,y,Rd}$ Major kN	$N_{b,z,Rd}$ Minor kN
Axial	0	3190	3190	3006,5179	624,05

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
3190	3591,36	2651,1613	2651,1613	1

### Design Parameters for Axial Design



	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0,21	16624,1156	0,438	0,621	0,942	3006,5179
MajorB (y-y)	a	0,21	16624,1156	0,438	0,621	0,942	3006,5179
Minor (z-z)	b	0,34	738,7729	2,078	2,978	0,196	624,05
MinorB (z-z)	b	0,34	738,7729	2,078	2,978	0,196	624,05
Torsional TF	b	0,34	2651,1613	1,097	1,254	0,537	1713,2266

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	89,4867	89,4867	603,35	603,35	603,35	243,668
Minor (z-z)	0	0	92,4	92,4	92,4	

#### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,924	0,5	-1

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	b	0,34	1,349	1,606	0,404	1,137	331,3969

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,95	1	0,95	0,95	0,6	1	1

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	1,3258	958,2162	-0,0001	0,001	OK
Minor (y)	0	1083,8361	-0,0001	0	OK

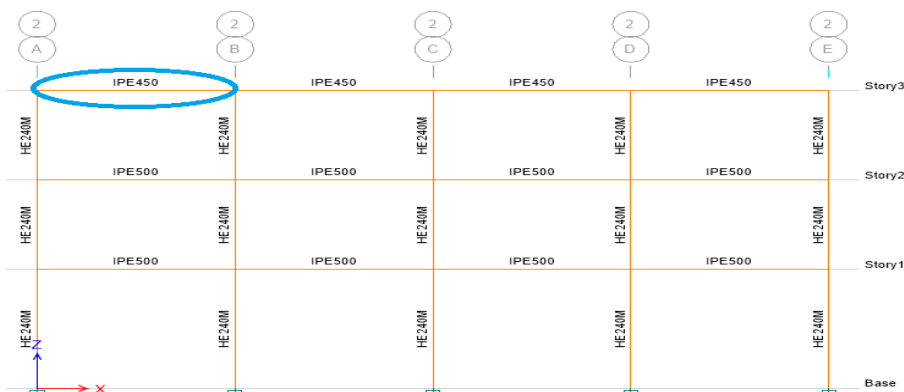
#### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	958,2162	1,2	0,574

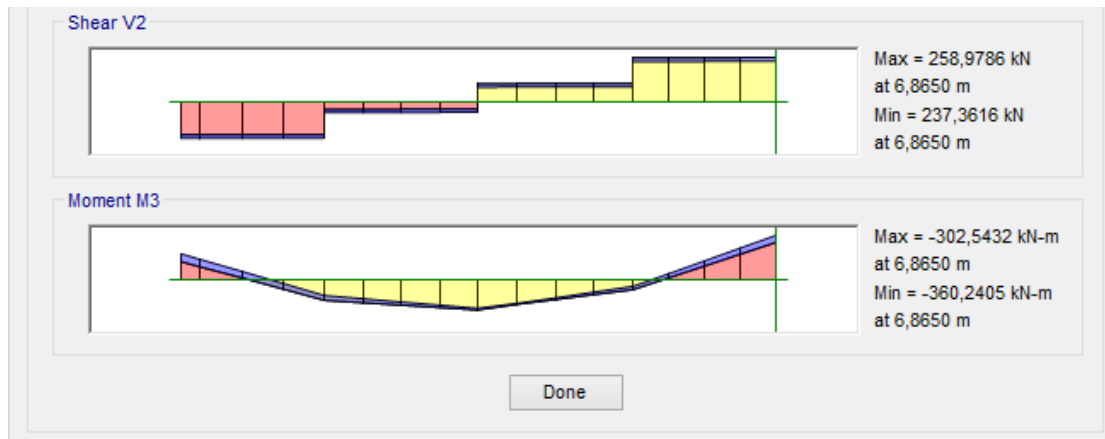
#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
47,0978	DStIS76	47,0978	DStIS76

Εν συνεχεία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης για κατηγορία διατομής IPE 450



Σχήμα 3.14 απεικόνιση θέσης δυσμενέστερης δοκού



Σχήμα 3.15 Εντατικά Μεγέθη Μέλους

## ETABS 2015 Steel Frame Design

### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)

#### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type
Story3	B36	221	7000	350	G+0,3Q+RX+0,3RY	Beam

#### Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
DCH CBF	IPE450	Class 1	Yes

#### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

#### Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

#### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

#### Design Code Parameters

q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4	1	1,25

#### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )
98,8	33740	184,8	1499,6	50,8	1702	0	66,7

$I_{zz}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	$h$ (mm)
1676	41,2	176,4	59,2	276	791005,1	450

$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (cm <sup>3</sup> )
98,8	0	0	1499,6	176,4

#### Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210000	275	430

#### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
350	0	-104,6746	0	-212,2784	0	-0,0014

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,837 = 0 + 0,837 + 0$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	0,961	6730	36,418
Major Braced	1	0,961	6730	36,418
Minor (z-z)	1	0,25	1750	42,489
Minor Braced	1	0,25	1750	42,489
LTB	1	0,25	1750	42,489

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{b,y,y,Rd}$ Major kN	$N_{b,z,z,Rd}$ Minor kN
Axial	0	2717	2717	2574,5778	2415,0587

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
2717	3058,848	16437,0236	16437,0173	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\Lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0,21	15439,527	0,419	0,611	0,948	2574,5778
MajorB (y-y)	a	0,21	15439,527	0,419	0,611	0,948	2574,5778
Minor (z-z)	b	0,34	11342,7134	0,489	0,669	0,889	2415,0587
MinorB (z-z)	b	0,34	11342,7134	0,489	0,669	0,889	2415,0587
Torsional TF	b	0,34	16437,0173	0,407	0,618	0,923	2509,0378

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	-104,6746	-360,2405	468,05	468,05	468,05	430,6053
Minor (z-z)	0	0	75,9	75,9	75,9	

#### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,924	0,5	-1

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	b	0,34	0,415	0,623	0,92	1,05	2715,0852

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,513	1	0,989	0,513	0,6	1	1

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	212,2784	806,9454	-0,0014	0,263	OK
Minor (y)	0	940,6371	-0,0014	0	OK

#### Shear Design

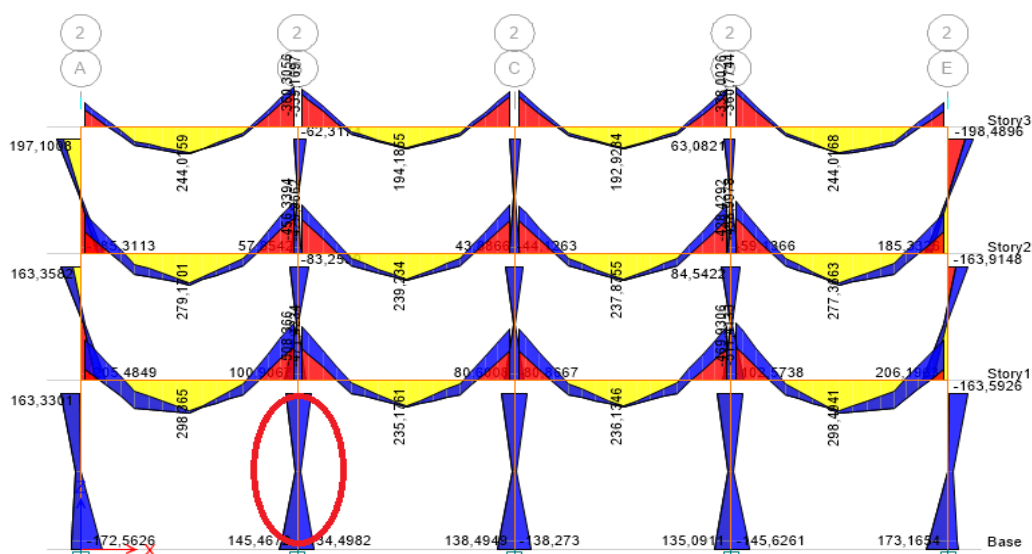
	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	806,9454	1,2	0,56

#### End Reaction Major Shear Forces

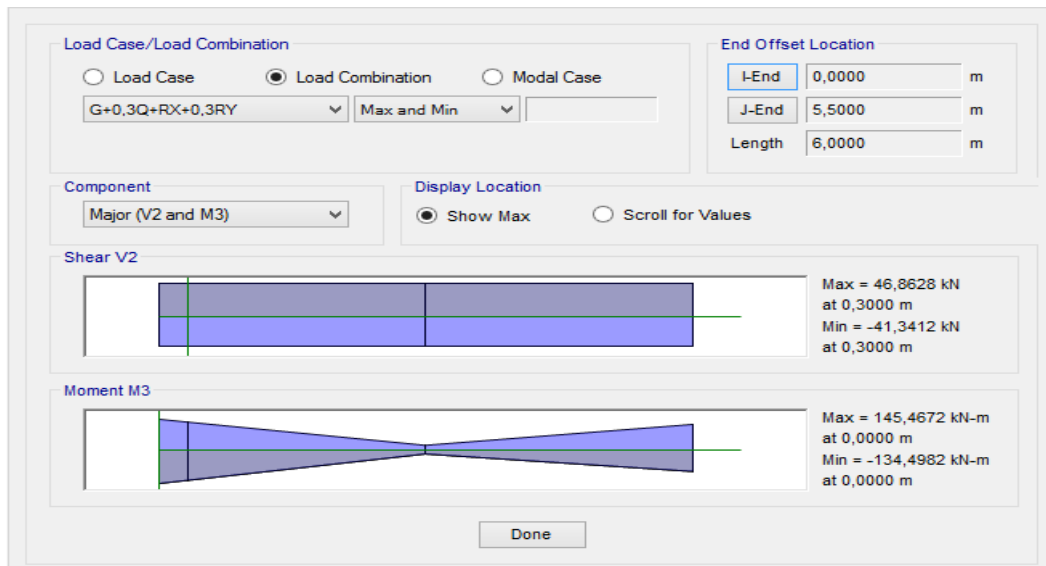
Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
212,6619	DSItS76	258,9786	DSItS76

### 3.9 Ανάλυση και έλεγχος υποστυλωμάτων

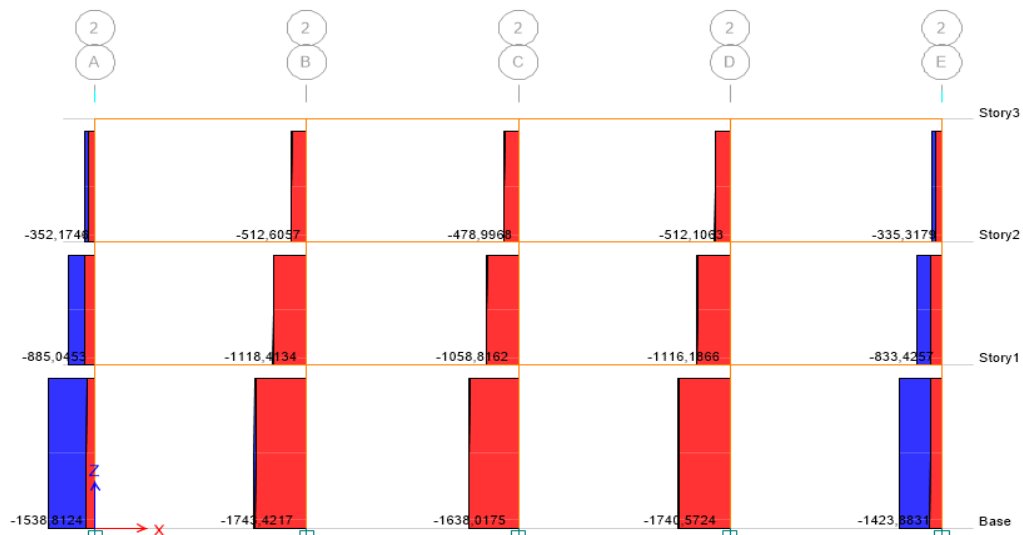
Τα υποστυλώματα έχουν ύψος 4,5 μέτρα , εκτός των υποστυλωμάτων του ισογείου που έχουν ύψος 6 μέτρα .Όλα τα υποστυλώματα είναι διατομής κατηγορίας HEM240.Τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών που προκύπτουν για τον δυσμενή συνδυασμό ' RSPX+0,3RSPY+G+0,3Q ' φαίνονται παρακάτω,καθώς και τα αποτελέσματα της αναλυσης.



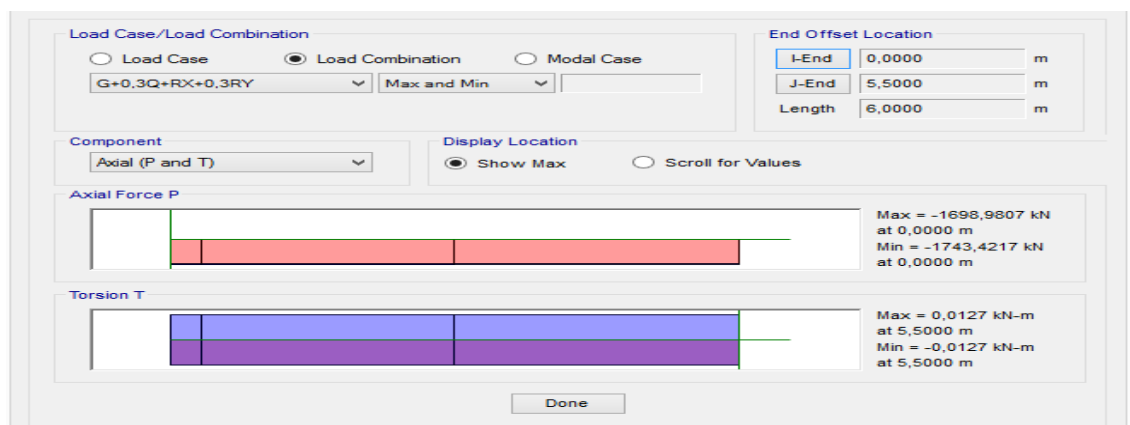
Σχήμα 3.16 διαγράμματα ροπών



Σχήμα 3.17 ροπή και τέμνουσα υποστυλώματος



Σχήμα 3.18 Διάγραμμα αξονικών



Σχήμα 3.19 αξονική και στρέψη υποστυλώματος

# ETABS 2015 Steel Frame Design

## Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)

### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type
Story1	C9	9	6000	0	G+0,3Q+RX+0,3RY	Column

### Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
DCH CBF	HE240M	Class 1	Yes

### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

### Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

### Design Code Parameters

q	$\Omega$	$\gamma_{OV}$
4	1	1,25

### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )
200	24290	110,2	1799,3	60,5	2117	0	626

$I_{zz}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	h (mm)
8153	63,8	657,5	162,9	1006	1151987,3	270

$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (cm <sup>3</sup> )
200	0	0	1799,3	657,5

### Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210000	275	430

### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
0	-1952,3871	145,4672	-4,2106	46,8628	0,7336	-0,0127

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,816 = 0,652 + 0,149 + 0,015$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1,269	0,917	5500	63,356
Major Braced	1	0,917	5500	49,907
Minor (z-z)	1	0,917	5500	86,143
Minor Braced	1	0,917	5500	86,143
LTB	1	0,917	5500	86,143

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor kN
Axial	-1952,3871	5500	5500	4216,4518	2994,434

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
5500	6192	36035,1951	36035,1951	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	b	0,34	10327,1135	0,73	0,856	0,767	4216,4518
MajorB (y-y)	b	0,34	16642,6	0,575	0,729	0,849	4216,4518
Minor (z-z)	c	0,49	5586,1308	0,992	1,186	0,544	2994,434
MinorB (z-z)	c	0,49	5586,1308	0,992	1,186	0,544	2994,434
Torsional TF	c	0,49	36035,1951	0,391	0,623	0,902	4962,3191

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	145,4672	145,4672	582,175	582,175	418,7275	556,8177
Minor (z-z)	-4,2106	-4,2106	276,65	276,65	266,9528	

#### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,924	1	-0,29

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	a	0,21	0,386	0,594	0,956	2,163	3908,1511

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,4	0,535	0,4	0,463	0,61	0,569	1,017

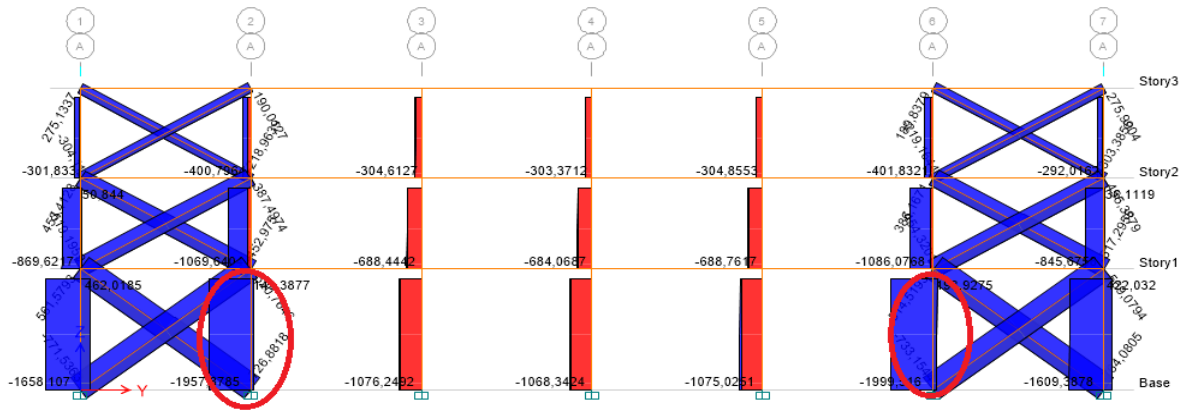
#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	46,8628	960,2485	-0,0127	0,049	OK
Minor (y)	0,7336	2586,7012	-0,0127	2,836E-04	OK

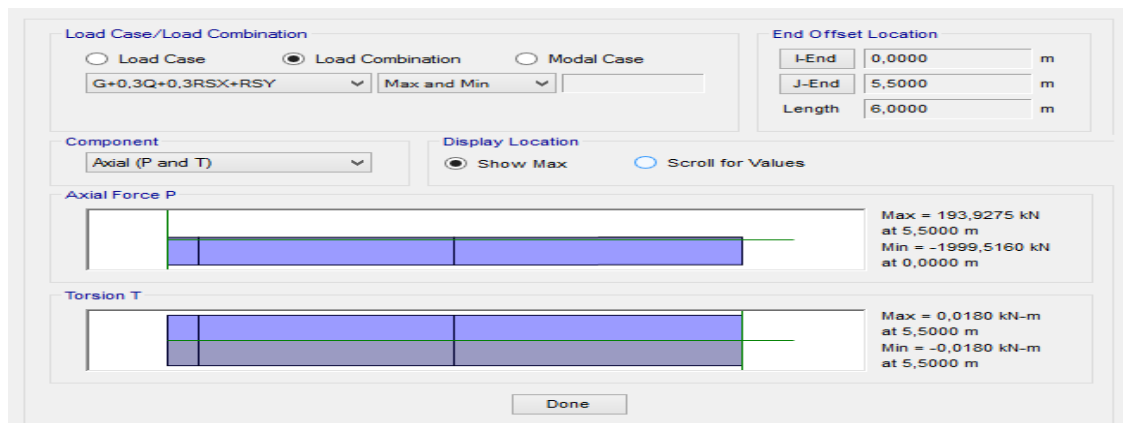
#### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	960,2485	1,2	0,143

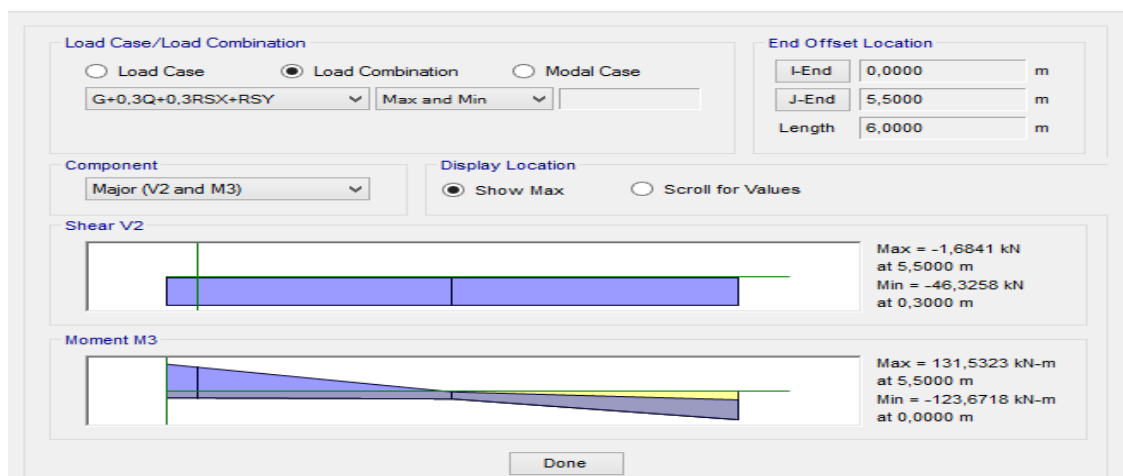
-Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα και τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον συνδυασμό: (0,3RSPX+RSPY+G+0,3Q)



Σχήμα 3.20 Διάγραμμα αξονικών

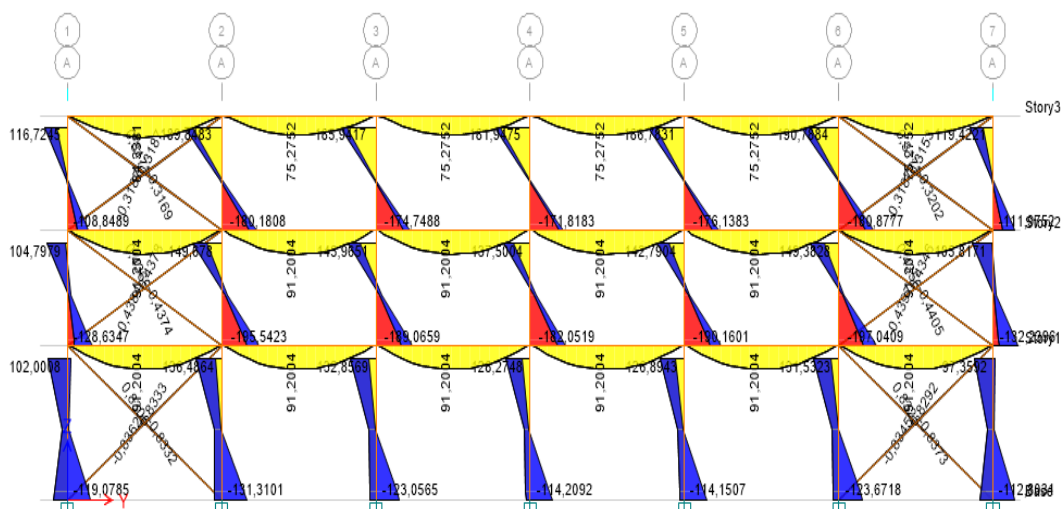


Σχήμα 3.21 αξονική και στρέψη υποστυλώματος



Σχήμα 3.22 ροπή και στρέψη υποστυλώματος

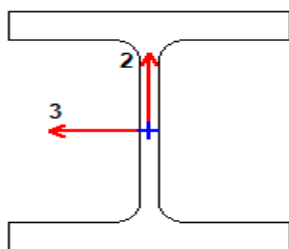




Σχήμα 3.23 Διάγραμμα ροπών

### ETABS 2015 Steel Frame Design

#### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type
Story1	C6	6	6000	0	G+0,3Q+0,3RSX+RSY	Column

#### Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
DCH CBF	HE240M	Class 1	Yes

#### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

#### Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

#### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLL	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

#### Design Code Parameters

Q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4	1	1,25

#### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )
200	24290	110,2	1799,3	60,5	2117	0	626

$I_{zz}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	h (mm)
8153	63,8	657,5	162,9	1006	1151987,3	270

$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (cm <sup>3</sup> )
200	0	0	1799,3	657,5

#### Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210000	275	430

#### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
0	-2336,0786	-123,6718	-8,6077	-46,3258	-1,5164	-0,018

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,936 = 0,78 + 0,122 + 0,034$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1,37	0,917	5500	68,36
Major Braced	1	0,917	5500	49,907
Minor (z-z)	1	0,917	5500	86,143
Minor Braced	1	0,917	5500	86,143
LTB	1	0,917	5500	86,143

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor kN
Axial	-2336,0786	5500	5500	4026,9899	2994,434

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
5500	6192	36035,1951	36035,1951	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	b	0,34	8870,3841	0,787	0,91	0,732	4026,9899
MajorB (y-y)	b	0,34	16642,6	0,575	0,729	0,849	4026,9899

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{b,d,Rd}$ (kN)
Minor (z-z)	c	0,49	5586,1308	0,992	1,186	0,544	2994,434
MinorB (z-z)	c	0,49	5586,1308	0,992	1,186	0,544	2994,434
Torsional TF	c	0,49	36035,1951	0,391	0,623	0,902	4962,3191

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	-123,6718	-123,6718	582,175	582,175	373,4401	552,9817
Minor (z-z)	-8,6077	-8,6077	276,65	276,65	255,7089	

#### Moment Designs

	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,924	1	-0,151

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	a	0,21	0,411	0,607	0,95	1,907	3445,6358

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,42	0,529	0,42	0,499	0,66	0,544	1,101

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	46,3258	960,2485	-0,018	0,048	OK
Minor (y)	1,5164	2586,7012	-0,018	0,001	OK

#### Shear Design

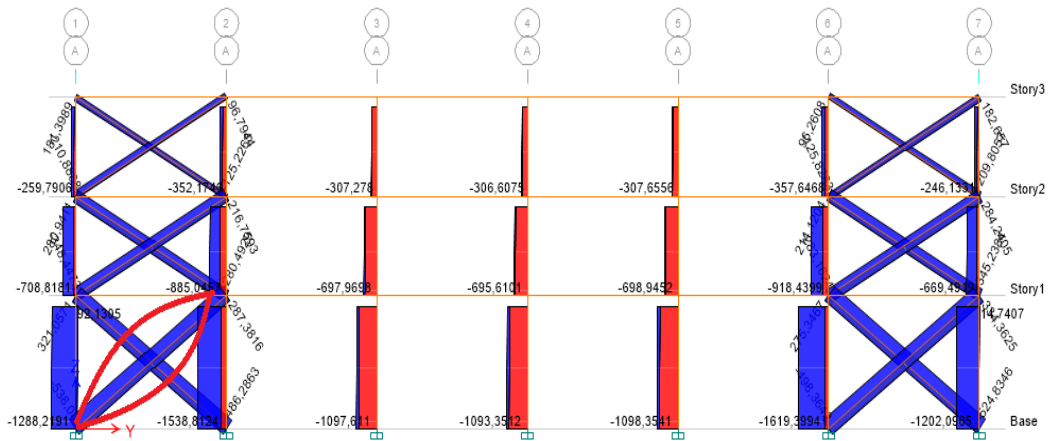
	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	960,2485	1,2	0,143

### 3.10 Έλεγχος και ανάλυση χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

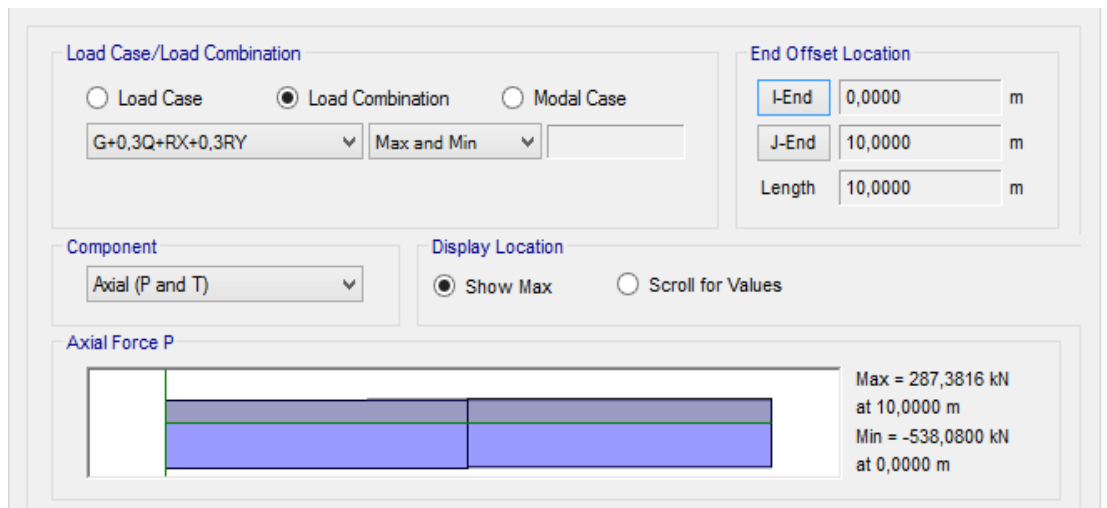
Οι χιαστοί συνδέσμοι του ισογείου έχουν μήκος 10m , ενώ των υπολοίπων ορόφων έχουν μήκος 9,17 m .Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι κατηγορίας HEA 240 , HEA 200Τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών που προκύπτουν για τον πιο δυσμενή συνδυασμό φαίνονται παρακάτω

#### 3.10.1 Συνδυασμός RSPY+0,3RSPX+G+0,3Q .

- Για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στο ισόγειο πλαίσιο H , επιλέχθηκε διατομή HEA 240 και προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα:



Σχήμα 3.24 Διάγραμμα αξονικών χιαστί συνδέσμων



Σχήμα 3.25 αξονική δυσμενέστερου χιαστί συνδέσμου

### ETABS 2015 Steel Frame Design

#### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)

##### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type
Story1	D1	500	10000	0	G+0,3Q+0,3RSX+RSY	Brace

##### Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Centrically Braced Frame	HE240A	Seismic MD	Yes

#### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

#### Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

#### Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n / A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

#### Design Code Parameters

Q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4	1	1,25

#### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
76,8	7763	100,5	675	25,1	745	0	42,1

I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (mm)	W <sub>el,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	h (mm)
2769	60	230,8	61,4	352	328485,9	230

A <sub>eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	e <sub>Ny</sub> (mm)	e <sub>Nz</sub> (mm)	W <sub>ef,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ef,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )
76,8	0	0	675	230,8

#### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)
210000	275	430

#### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed,yy</sub> (kN-m)	M <sub>Ed,zz</sub> (kN-m)	V <sub>Ed,z</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kN-m)
0	-771,5363	0	0	-0,1661	2,2558	0

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.61

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{yz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,772 = 0,718 + 0,007 + 0,046$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	1	10000	99,464
Major Braced	1	1	10000	99,464
Minor (z-z)	1	0,5	5000	83,27
Minor Braced	1	0,5	5000	83,27
LTB	1	0,5	5000	83,27

#### Axial Force Design

	<b>N<sub>Ed</sub> Force kN</b>	<b>N<sub>c,Rd</sub> Capacity kN</b>	<b>N<sub>t,Rd</sub> Capacity kN</b>	<b>N<sub>byy,Rd</sub> Major kN</b>	<b>N<sub>bzz,Rd</sub> Minor kN</b>
Axial	-771,5363	2112	2112	1073,8419	1191,1036

<b>N<sub>pl,Rd</sub> kN</b>	<b>N<sub>u,Rd</sub> kN</b>	<b>N<sub>cr,T</sub> kN</b>	<b>N<sub>cr,TF</sub> kN</b>	<b>A<sub>n</sub> / A<sub>g</sub> Unitless</b>
2112	2377,728	4465,4308	4465,4302	1

#### Design Parameters for Axial Design

	<b>Curve</b>	<b>α</b>	<b>N<sub>cr</sub> (kN)</b>	<b>λ</b>	<b>Φ</b>	<b>χ</b>	<b>N<sub>bd,Rd</sub> (kN)</b>
Major (y-y)	b	0,34	1608,9725	1,146	1,317	0,508	1073,8419
MajorB (y-y)	b	0,34	1608,9725	1,146	1,317	0,508	1073,8419
Minor (z-z)	c	0,49	2295,6305	0,959	1,146	0,564	1191,1036
MinorB (z-z)	c	0,49	2295,6305	0,959	1,146	0,564	1191,1036
Torsional TF	c	0,49	4465,4302	0,688	0,856	0,732	1546,5595

#### Moment Designs

	<b>M<sub>Ed</sub> Moment kN-m</b>	<b>M<sub>Ed,span</sub> Moment kN-m</b>	<b>M<sub>c,Rd</sub> Capacity kN-m</b>	<b>M<sub>v,Rd</sub> kN-m</b>	<b>M<sub>n,Rd</sub> kN-m</b>	<b>M<sub>b,Rd</sub> Capacity kN-m</b>
Major (y-y)	0	-0,8332	204,875	204,875	148,608	174,4328
Minor (z-z)	0	4,4818	96,8	96,8	94,5118	

#### Moment Designs

	<b>Section</b>	<b>Flange</b>	<b>Web</b>	<b>ε (Unitless)</b>	<b>α (Unitless)</b>	<b>ψ (Unitless)</b>
Compactness	Seismic MD	Seismic MD	Seismic MD	0,924	1	-0,269

	<b>Curve</b>	<b>α<sub>LT</sub></b>	<b>λ<sub>LT</sub></b>	<b>Φ<sub>LT</sub></b>	<b>χ<sub>LT</sub></b>	<b>C<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>cr</sub> (kN-m)</b>
LTB	a	0,21	0,692	0,791	0,851	1,141	427,6948

	<b>C<sub>my</sub></b>	<b>C<sub>mz</sub></b>	<b>C<sub>mLT</sub></b>	<b>k<sub>yy</sub></b>	<b>k<sub>yz</sub></b>	<b>k<sub>zy</sub></b>	<b>k<sub>zz</sub></b>
Factors	0,95	0,894	0,985	1,496	0,995	0,915	1,658

#### Shear Design

	<b>V<sub>Ed</sub> Force (kN)</b>	<b>V<sub>c,Rd</sub> Capacity (kN)</b>	<b>T<sub>Ed</sub> /Torsion (kN-m)</b>	<b>Stress Ratio</b>	<b>Status Check</b>
Major (z)	0,1661	399,1509	0	4,162E-04	OK
Minor (y)	2,2558	974,0616	0	0,002	OK

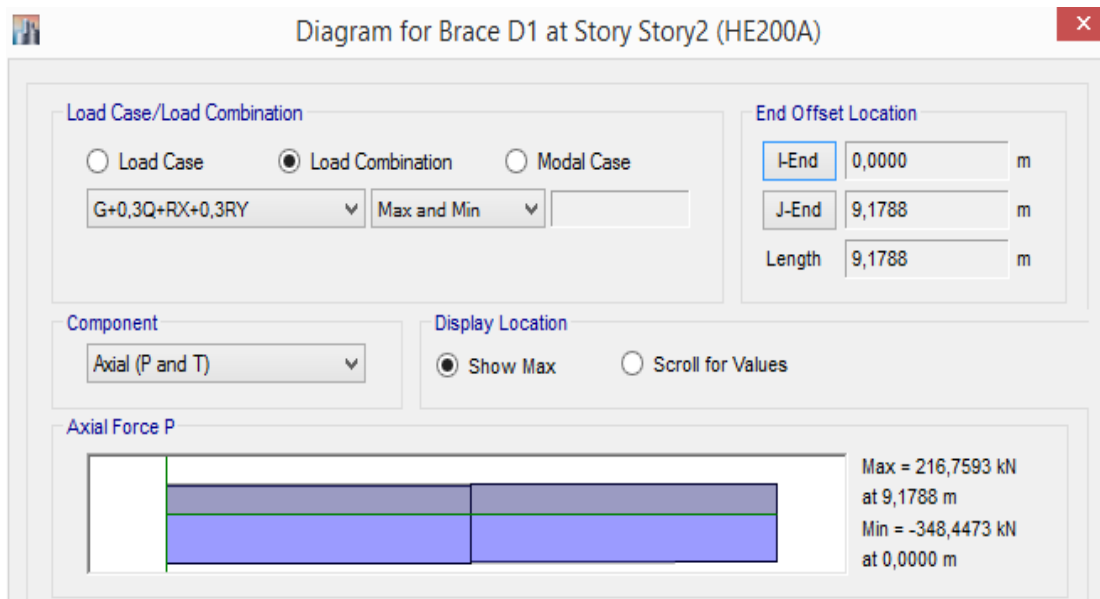
#### Shear Design

	<b>V<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	<b>η (Unitless)</b>	<b>λ<sub>w</sub> (Unitless)</b>
Reduction	399,1509	1,2	0,344

#### End Reaction Axial Forces

<b>Left End Reaction (kN)</b>	<b>Load Combo</b>	<b>Right End Reaction (kN)</b>	<b>Load Combo</b>
2555,52	DStIS76	2555,5200	DStIS76

-Για τους χιαστί συνδέσµους δυσκαµψίας στους άλλους 2 ορόφους , επιλέχθηκε διατοµή HEA 200 και προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσµατα :



Σχήμα 3.26 αξονική ένταση δυσμενέστερου χιαστί ορόφων

### ETABS 2015 Steel Frame Design

#### Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)

##### Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type
Story2	D1	508	9178,8	0	G+0,3Q+0,3RSX+RSY	Brace

##### Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	HE200A	Seismic MD	Yes

##### Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

##### Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	No	No	Yes

##### Design Code Parameters

γ <sub>M0</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	A <sub>n</sub> / A <sub>g</sub>	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

##### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
53,8	3692	82,8	388,6	18,1	429	0	21

$I_{zz}$ (cm <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	$h$ (mm)
1336	49,8	133,6	42,8	204	108000	190

$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (cm <sup>3</sup> )
53,8	0	0	388,6	133,6

#### Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
210000	275	430

#### Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
0	-519,1959	0	0	-0,0952	1,4523	0

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.61

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{yz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,856 = 0,8 + 0,007 + 0,048$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	1	9178,8	110,801
Major Braced	1	1	9178,8	110,801
Minor (z-z)	1	0,5	4589,4	92,096
Minor Braced	1	0,5	4589,4	92,096
LTB	1	0,5	4589,4	92,096

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity kN	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{b,y,Rd}$ Major kN	$N_{b,z,Rd}$ Minor kN
Axial	-519,1959	1479,5	1479,5	648,7245	747,8487

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
1479,5	1665,648	2952,0536	2952,0536	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	$\alpha$	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	B	0,34	908,2613	1,276	1,497	0,438	648,7245
MajorB (y-y)	B	0,34	908,2613	1,276	1,497	0,438	648,7245
Minor (z-z)	C	0,49	1314,6665	1,061	1,274	0,505	747,8487
MinorB (z-z)	C	0,49	1314,6665	1,061	1,274	0,505	747,8487
Torsional TF	C	0,49	2952,0536	0,708	0,875	0,72	1064,8979

#### Moment Designs

	$M_{Ed}$ Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	0	0,4369	117,975	117,975	87,8402	97,7264
Minor (z-z)	0	2,4398	56,1	56,1	55,1952	

#### Moment Designs



	Section	Flange	Web	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
Compactness	Seismic MD	Seismic MD	Seismic MD	0,924	1	-0,298

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	a	0,21	0,74	0,83	0,828	1,132	215,6796

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,95	0,938	1	1,558	1,11	0,907	1,85

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0,0952	286,5821	0	3,322E-04	OK
Minor (y)	1,5006	678,7471	0	0,002	OK

#### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	286,5821	1,2	0,327

#### End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
1790,195	DStIS76	1790,1950	DStIS76

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup> ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

### 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σκοπός των συνδέσεων στις σιδηρές κατασκευές είναι:

- Η διαμόρφωση μελών από τα αρχικά προϊόντα της παραγωγής χάλυβα (διαμόρφωση διατομών από επίπεδα ελάσματα, σύνθετων μελών από απλές ελατές διατομές πλάκες κτλ)
- Η σύνδεση μεταξύ των μελών σε μεταλλικές κατασκευές (συνδέσεις μεταξύ μελών τους και με την επικάλυψη, αποκατάστασεις συνέχειας κτλ)

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες πείρους κτλ) και
- Συγκολλήσεις

Όσο αναφορά τις κοχλιωτές συνδέσεις αυτές όταν υπόκεινται σε διατμητικά εντατικά μεγέθη ( η πιο συνηθισμένη περίπτωση) διακρίνονται στις εξής κατηγορίες

#### A) Συνδέσεις άντυνας:

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 έως και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση ούτε ειδική επεξεργασία των επιφανειών επαφής. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυνας.

#### B) Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι τουλάχιστον κατηγορίας 8.8. Εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν είναι επιτρεπτή. Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυνας.

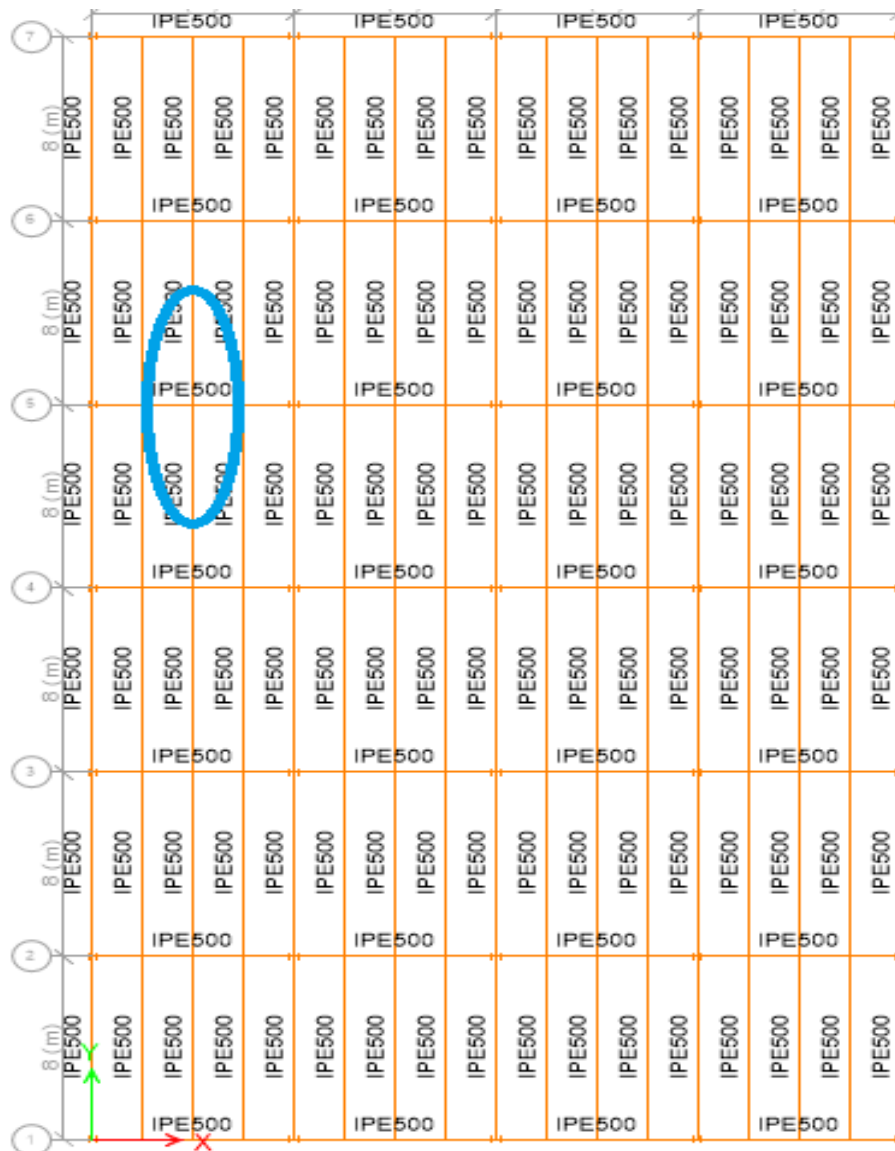
#### Γ) Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας:

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες που είναι κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυνας. Επιπλέον, για συνδέσεις καταπονούμενες

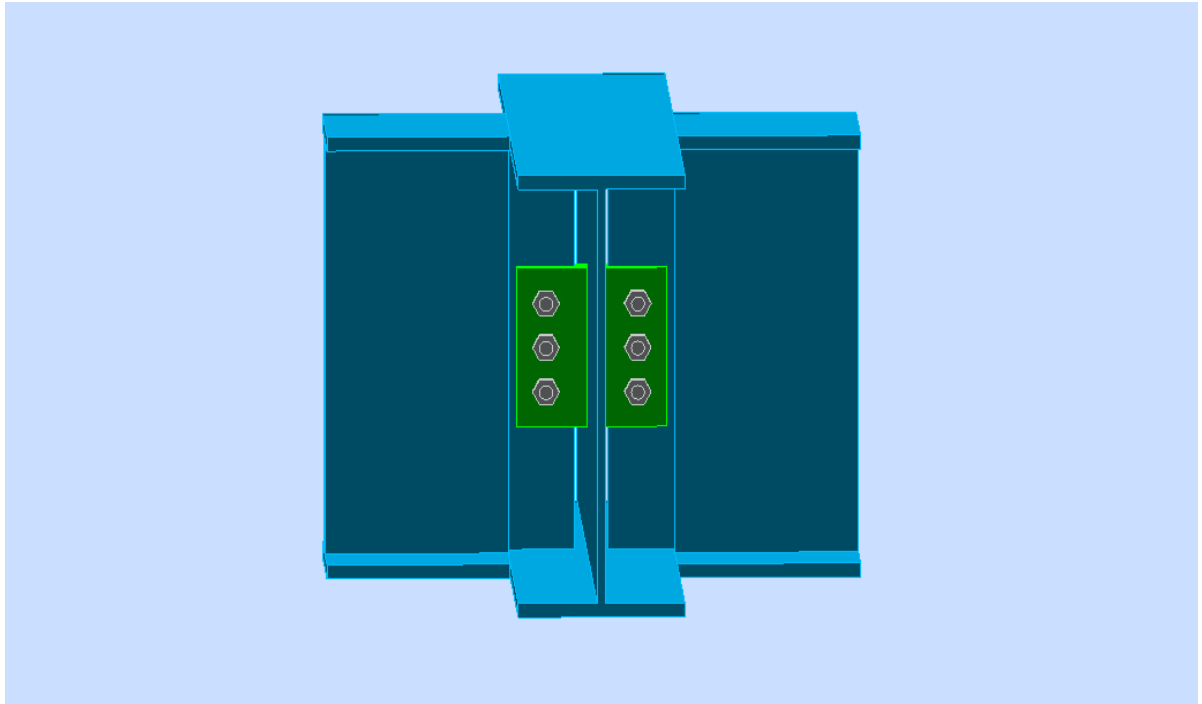
σε εφελκυσμό πρέπει να ελέγχεται η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών Nhet,rd στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

#### 4.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ – ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ

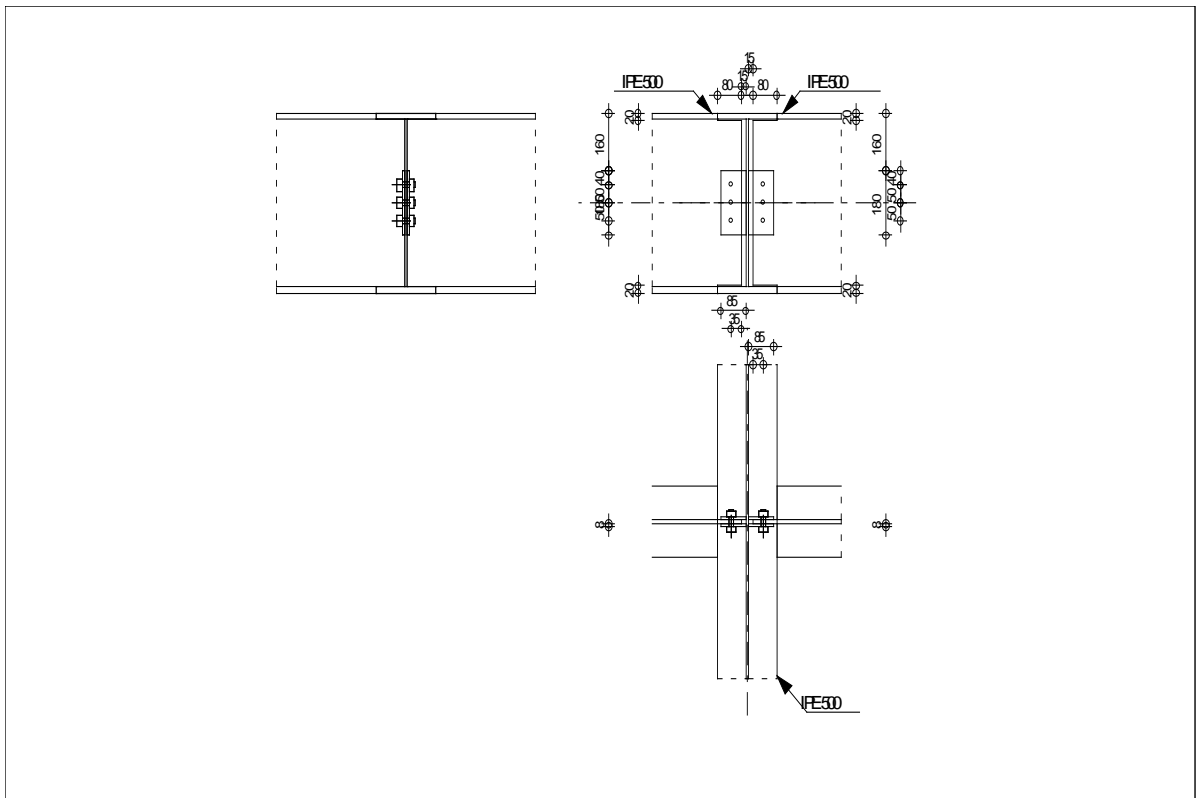
Η σύνδεση έγινε με συγκολλημένα ελάσματα πάνω στον κορμό δοκού και διαδοκίδας, έτσι ώστε να επιτευχθεί η κοχλίωση. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η σύνδεση τέμνουσας που επιθυμούμε. Για τη σύνδεση αυτή κύριας δοκού (IPE500) και διαδοκίδας (IPE500) χρησιμοποιήθηκε 1 σειρά 3 κοχλιών διαμέτρου M16 και κλάσης ποιότητας 8.8 εκατέρωθεν.



Σχήμα 4.1 απεικόνιση θέσης σύνδεσης



Σχήμα 4.2 3D απεικόνιση σύνδεσης Διαδοκίδας – Δοκού



Σχήμα 4.3 2D απεικόνιση σύνδεσης Διαδοκίδας – Δοκού



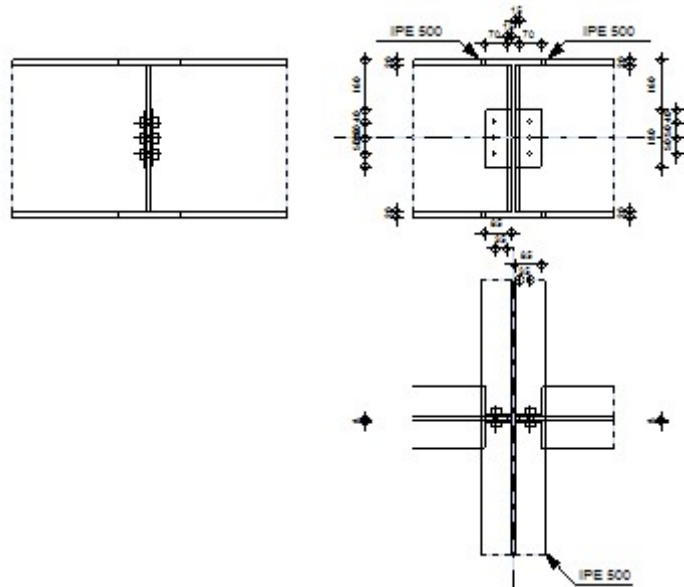
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΣ - ΔΟΚΟΣ (ΚΟΡΜΟΣ)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

ΛΟΓΟΣ  
0,63



### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.:2

Όνομα σύνδεσης:  
dokos diadok

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

#### ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	IPE 500		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_g =$	500	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{fg} =$	200	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wg} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fg} =$	16	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_g =$	21	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_p =$	115,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$I_{yp} =$	48198,50	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S275		
$f_{yg} =$	275,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ug} =$	430,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

### ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΙΡΕ	500	
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_{br} =$	500	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{br} =$	200	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wbr} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fbr} =$	16	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_{br} =$	21	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_{br} =$	115,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{ybr} =$	48198,50	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S275		
$f_{ybr} =$	275,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{ubr} =$	430,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΠΛΑΚΑ

ΤΥΠΟΣ:	ΔΙΠΛΕΥΡΟ		
$l_p =$	85	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
$h_p =$	180	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
$t_p =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{up} =$	360,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΟΧΛΙΕΣ

#### **ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	8.8		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	16	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	18	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	40	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 =$	50	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_{gp} =$  5 [mm] Συγκολλήσεις εξωραφής λεπίδας και κύριας δοκού

### ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

### ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

## ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

$N_{b1,Ed} = 0,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $V_{b1,Ed} = 91,00$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $M_{b1,Ed} = 0,00$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 154,42$  [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,1$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $= \frac{9}{9} F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,65$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 79,65$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,6$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $= \frac{8}{8} F_{b,Rd}$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 94,87$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,1$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $= \frac{9}{9} F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,65$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 104,60$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,6$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $= \frac{8}{8} F_{b,Rd}$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2z} = 124,59$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

#### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗ ΛΕΠΙΔΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 55$  [m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ  
m] ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 5,01$  [kN] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ  
=  $01$  [m]

$M_0 = M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 3,3$  [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ  
=  $3$ ] ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

$F_{Vz} = |V_{b2,Ed}| / n$

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 55$	[m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ]		
$F_{Mx} = 50,14$	[kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \Sigma z_i^2$	
$F_{x,Ed} = 50,14$	[kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 30,3$	[kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Rdx} = 79,65$	[kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRdx}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 94,87$	[kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRdz}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 50,14  < 79,65$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,63)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 30,33  < 94,87$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,32)

### ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

#### ΠΛΑΚΑ

$A_{nt} = 2,08$	[cm <sup>2</sup> ] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ		
$A_{nv} = 7,60$	[cm <sup>2</sup> ] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
$V_{effRd} = 133,07$	[kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0,5 \cdot V_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 45,50  < 133,07$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,34)

#### ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} = 2,65$	[cm <sup>2</sup> ] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ		
$A_{nv} = 23,97$	[cm <sup>2</sup> ] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
$V_{effRd} = 426,19$	[kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ V_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 91,00  < 426,19$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,21)

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

#### ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ ΚΑΙ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$A_s = 9,00$	[cm <sup>2</sup> ] Εμβαδόν συγκόλλησης	$A_s = h_p \cdot a_{gp}$	
$\tau_{II} = 50,56$	[MPa] ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	$\tau_{II} = 0,25 \cdot V_{b1,Ed} / A_s$	
$\beta_w = 0,80$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]	
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$87,56 < 360,00$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,24)

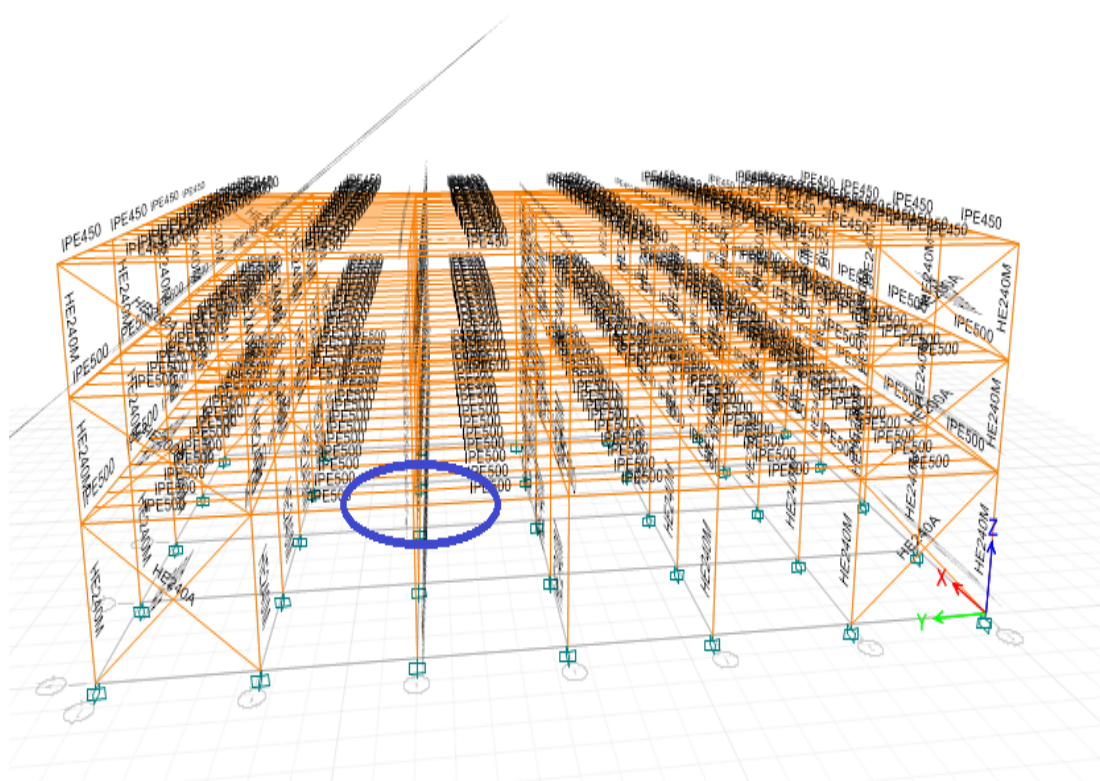
**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ 0,63

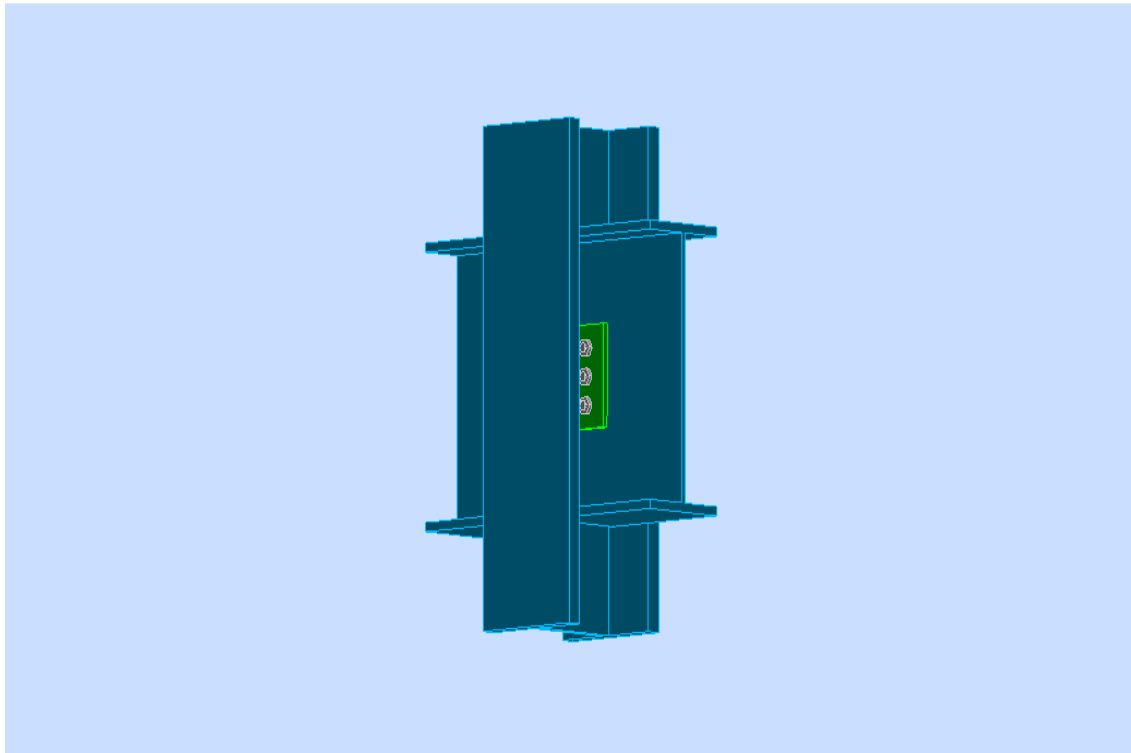


### 4.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

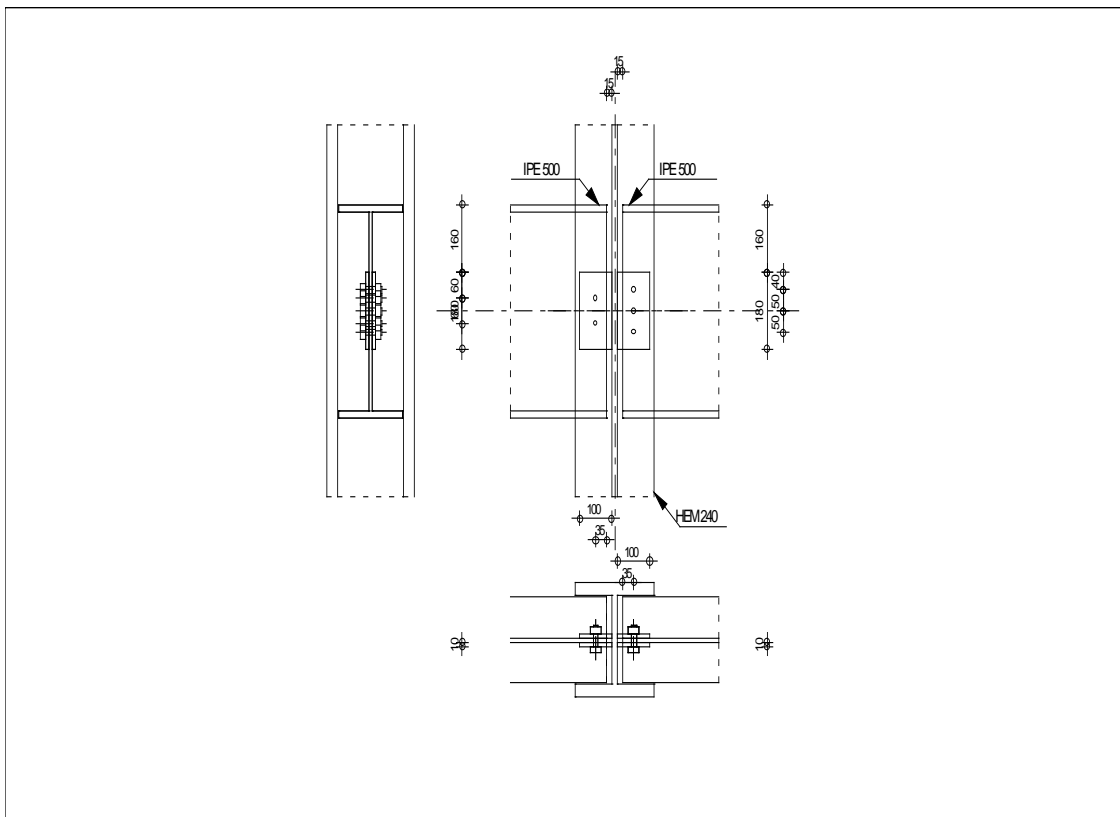
Η σύνδεση μεταξύ της δευτερεύουσας δοκού και του υποστυλώματος είναι μία απλή σύνδεση τέμνουσας η οποία μεταφέρει μόνο δύναμη και έχει μεγάλη στροφική ικανότητα(σχεδόν άρθρωση). Η σύνδεση αυτή υλοποιείται με δύο μετωπικές πλάκες στις δύο πλευρές του κορμού του υποστυλώματος και τη συγκόλληση των δευτερευουσών δοκών στην πλάκα αυτή από τη μία και από την άλλη πλευρά του κορμού. Οι μετωπικές πλάκες συνδέονται στον κορμό του υποστυλώματος με κοχλίες M16 4.8. Παρακάτω φαίνονται τα σχήματα της σύνδεσης :



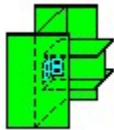
Σχήμα 4.4 Απεικόνιση θέσης σύνδεσης



Σχήμα 4.5 3D ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



Σχήμα 4.6 2D ΣΥΝΔΕΣΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



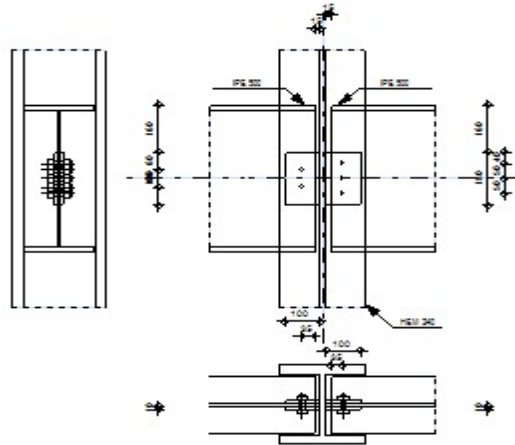
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ  
0,67



### ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1

Όνομα σύνδεσης: syndesh temnoysa Dok-Υρ

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

#### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΜ 240

$\alpha = -90,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_c = 270$  [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$b_{fc} = 248$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{wc} = 18$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{fc} = 32$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$r_c = 21$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$A_c = 199,59$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$I_{yc} = 24289,50$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S275  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{uc} = 430,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

## ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

### ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 500  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
 $h_{br} = 500$  [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $b_{br} = 200$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{wbr} = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{fbr} = 16$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $r_{br} = 21$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $A_{br} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ  
 $I_{ybr} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S275  
 $f_{ybr} = 275,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{ubr} = 430,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΠΛΑΚΑ

ΤΥΠΟΣ: ΔΙΠΛΕΥΡΟ  
 $l_p = 100$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ  
 $h_p = 180$  [mm] ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ  
 $t_p = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ

ΥΛΙΚΟ S235  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ  
 $f_{up} = 360,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΟΧΛΙΕΣ

**ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	8,8	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	16 [mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d <sub>0</sub> =	18 [mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A <sub>s</sub> =	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A <sub>v</sub> =	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f <sub>ub</sub> =	800,00 [MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
k =	1	ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
w =	3	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
e <sub>1</sub> =	40 [mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
p <sub>1</sub> =	50 [mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## **ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ**

a<sub>cp</sub> = 5 [mm] Συγκολλήσεις εσωραφής λεπίδας και υποστυλώματος

## **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ**

γ <sub>M0</sub> =	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
γ <sub>M2</sub> =	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## **ΦΟΡΤΙΑ**

---

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

## **ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ**

N <sub>b1,Ed</sub> =	0,00 [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
V <sub>b1,Ed</sub> =	90,00 [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
M <sub>b1,Ed</sub> =	0,00 [kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## **ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

---

## **ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ**

## **ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ**

### **ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ**

$F_{v,Rd} = 154,42$  [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,1$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $= 9 F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,65$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 79,65$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,6$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $= 8 F_{b,Rd}$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 94,87$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,1$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $= 9 F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,93$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,93 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 186,79$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,6$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $= 8 F_{b,Rd}$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$$F_{b,Rd2z} = 155,73 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ}$$

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

## ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗ ΛΕΠΙΔΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$$e = 59 \quad \begin{matrix} [\text{m} \text{ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ} \\ \text{m}] \text{ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \end{matrix}$$

$$M_0 = 5,31 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \\ \cdot \text{m}] \end{matrix} \quad \text{ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ}$$

$$M_0 = M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 30,0 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \text{ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ} \\ ] \text{ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \end{matrix}$$

$$F_{Vz} = |V_{b2,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 53,1 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \\ ] \end{matrix} \quad \text{ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ}$$

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 53,1 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \\ ] \end{matrix} \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλίας στη διεύθυνση y}$$

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 30,0 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \\ ] \end{matrix} \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλίας στη διεύθυνση z}$$

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Rdx} = 79,6 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \\ ] \end{matrix} \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλίας στη διεύθυνση x}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 94,8 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \\ ] \end{matrix} \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλίας στη διεύθυνση z}$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |53,10| < 79,65 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,67)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |30,00| < 94,87 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,32)$$

## ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

### ΠΛΑΚΑ

$$A_{nt} = 4,10 \quad \begin{matrix} [\text{cm} \\ ] \end{matrix} \quad \text{ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 9,50 \quad \begin{matrix} [\text{cm} \\ ] \end{matrix} \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = 187,93 \quad \begin{matrix} [\text{kN} \\ ] \end{matrix} \quad \text{ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ}$$

$$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0,5 \cdot V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |45,00| < 187,93 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,24)$$

## ΔΟΚΟΣ

$$A_{nt} = 2,65 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right] \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 26,01 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right] \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{\text{effRd}} = 458,58 \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ} \quad V_{\text{effRd}} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |90,00| < 458,58 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,20)$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

### ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΣΩΡΑΦΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$$A_s = 9,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ}$$

$$\tau = 50,00 \text{ [MPa]} \text{ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ} \quad \tau = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} / A_s$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]}$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 86,60 < 360,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,24)$$

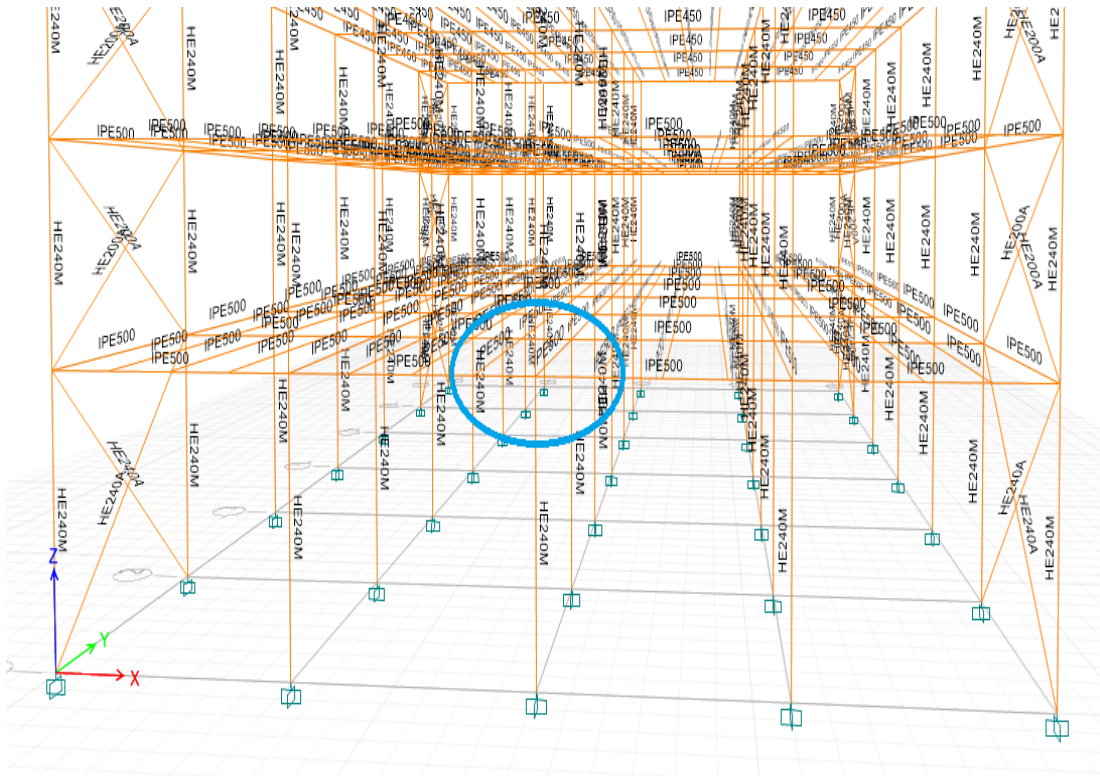
**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ 0,67

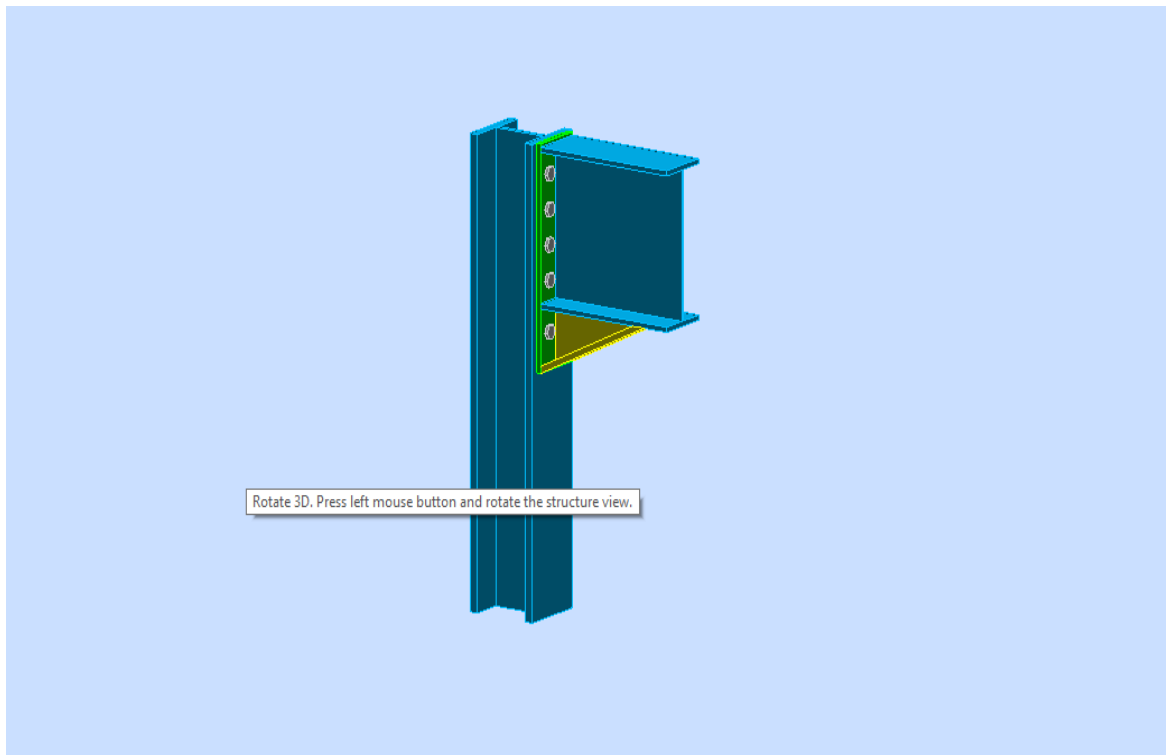
## 4.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΡΟΠΗΣ ΔΟΚΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Ο συνηθέστερος τρόπος σύνδεσης των κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα είναι με μετωπικές πλάκες, οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος. Τέτοιου είδους συνδέσεις είναι άκαμπτες συνδέσεις ροπής. Στη παρούσα κατασκευή θα χρησιμοποιηθούν συνδέσεις με μετωπικές πλάκες κοχλιωμένες στα πέλματα του υποστυλώματος και ενίσχυση με έλασμα στο πέλμα κάτω από τη μετωπική πλάκα (το λεγόμενο γόνατο). Οι κύριες δοκοί συνδέονται με συγκολλήσεις στην μετωπική πλάκα. Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M24 8.8 Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η σύνδεση σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη όψη καθώς και τα αποτελέσματα ανάλυσης :

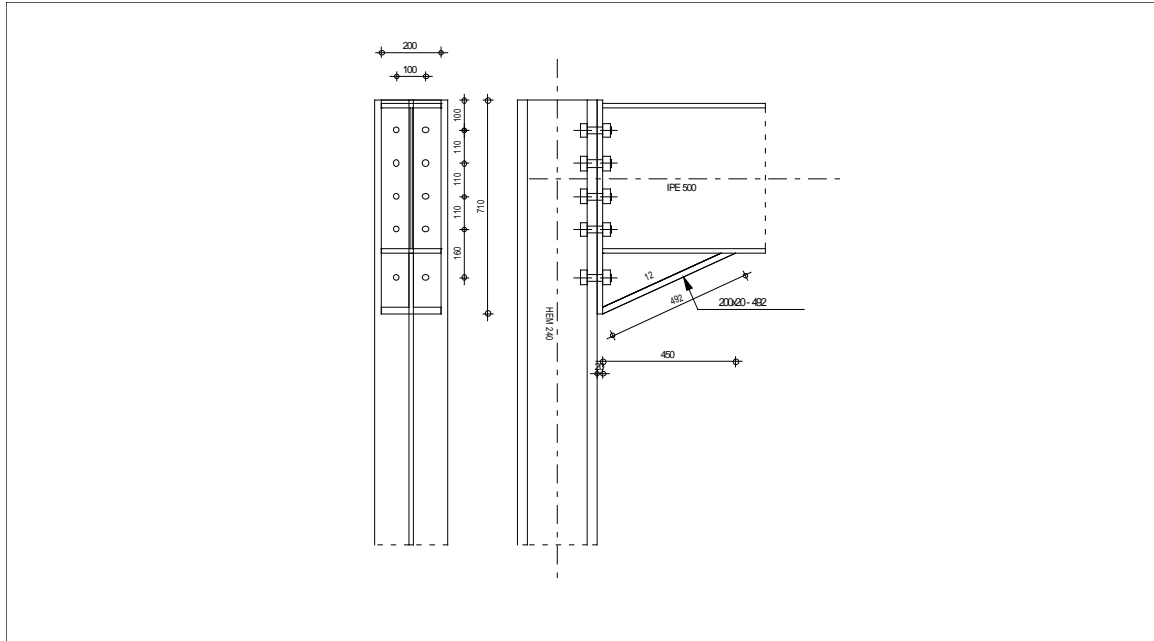





Σχήμα 4.7 απεικόνιση θέσης σύνδεσης



Σχήμα 4.8 3D σύνδεση ροπής ΔΟΚΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



Σχήμα 4.9 Σχέδια σύνδεσης ροπής ΔΟΚΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ




Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ**

**ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ  
**0,86**

## ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 5  
Όνομα σύνδεσης: dokos-yposty synd

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΜ 240

$\alpha = -90,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_c = 270$  [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$b_{fc} = 248$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{wc} = 18$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{fc} = 32$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$r_c = 21$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$A_c = 199,59$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$I_{xc} = 24289,50$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S275

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 500

$\alpha = 0,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_b = 500$  [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΙΡΕ 500  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
 $b_f = 200$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{wb} = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $t_{fb} = 16$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $r_b = 21$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $r_b = 21$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 $A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ  
 $I_{xb} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
ΥΛΙΚΟ S275  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

## **ΚΟΧΛΙΕΣ**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 24$  [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  
ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 8.8 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $F_{IRd} = 203,33$  [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία  
 $n_h = 2$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ  
 $n_v = 5$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $h_1 = 100$  [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης  
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $e_i = 100$  [mm]  
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $p_i = 110;110;110;160$  [mm]

## **ΠΛΑΚΑ**

$h_p = 710$  [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
 $b_p = 200$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
 $t_p = 20$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
ΥΛΙΚΟ S235  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

## **ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ**

$w_d = 200$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
 $t_{fd} = 20$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ  
 $h_d = 200$  [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
 $t_{wd} = 12$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ  
 $l_d = 450$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
 $\alpha = 24,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
ΥΛΙΚΟ S275  
 $f_{ybu} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

## **ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ**

$a_w = 8$  [mm] ΣΥΓΚΟΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ  
 $a_f = 8$  [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ  
 $a_{fd} = 8$  [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗ

## **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ**

$\gamma_{M0} = 1,00$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]  
 $\gamma_{M1} = 1,00$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]  
 $\gamma_{M3} = 1,25$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

## **ΦΟΡΤΙΑ**

### **ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} = 449,00$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} = 300,00$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{b2,Ed} = 449,00$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b2,Ed} = 300,00$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} = 9,00$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} = 2,50$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} = 2100,00$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$M_{c2,Ed} = 14,00$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$V_{c2,Ed} = 5,00$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$N_{c2,Ed} = 1355,00$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{vb} = 83,87$	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} = 1331,68$	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,23 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,23)

#### ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

$W_{plb} = 2194,26$	[cm <sup>3</sup> ]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} = 603,4$	[kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

$W_{pl} = 3229,53$	[cm <sup>3</sup> ]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} = 888,12$	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]

#### ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$M_{cb,Rd} = 888,12$	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 681$	[mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 1304,03$	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ	[6.2.6.7.(1)]

#### ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$\beta = 0,0$	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	
$\gamma = 24,0$	[Deg]	ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	
$b_{eff,c,wb} = 257$	[mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 59,87$	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 1,00$		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 198,4$	[MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,98$		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} = 1586,26$	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ	[6.2.6.2.(1)]
ΛΥΓΙΣΜΟΣ:			
$d_{wb} = 426$	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,09$		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,75$		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1185,06 \text{ [kN]} \text{ ANTOXH KOPMOY ΔOKAPIOY} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1375,00 \text{ [kN]} \text{ ANTOXH ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1185,06 \text{ [kN]} \text{ ANTOXH KOPMOY ΔOKAPIOY} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

### ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$M_{b1,Ed} = 449,00 \text{ [kN*m]} \text{ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 449,00 \text{ [kN*m]} \text{ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 2,50 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 5,00 \text{ [kN]} \text{ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ)} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 544 \text{ [mm]} \text{ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 1,25 \text{ [kN]} \text{ ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 60,07 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 60,07 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 \cdot (f_{y,wc} \cdot A_{vc} + f_{y,wp} \cdot A_{vp} + f_{ys} \cdot A_{vd}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 858,31 \text{ [kN]} \text{ ANTOXH KOPMOY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

### ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

$$t_{wc} = 18 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 350 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 60,07 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \text{ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1730,09 \text{ [kN]} \text{ ANTOXH KOPMOY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$$d_{wc} = 164 \text{ [mm]} \text{ ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,45 \text{ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \text{ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1730,09 \text{ [kN]} \text{ ANTOXH KOPMOY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1730,09 \text{ [kN]} \text{ ANTOXH KOPMOY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

### ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	24	-	74	-	110	152	189	152	189	186	150	150	150
2	24	-	74	-	110	152	189	152	189	220	110	110	110
3	24	-	74	-	110	152	189	152	189	220	110	110	110
4	24	-	74	-	135	152	189	152	189	220	110	110	110

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
5	24	-	74	-	160	152	189	152	189	236	175	175	175

#### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	36	-	50	-	110	225	212	212	212	223	164	164	164
2	36	-	50	-	110	225	206	206	206	220	110	110	110
3	36	-	50	-	110	225	206	206	206	220	110	110	110
4	36	-	50	-	135	225	206	206	206	270	135	135	135
5	36	-	50	-	160	225	206	206	206	273	183	183	183

m – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΟΡΜΟ

m<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

e – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΑΚΜΗ

e<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΞΩ ΑΚΜΗ

p – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ

l<sub>eff,cp</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,nc</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,1</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1

l<sub>eff,2</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,nc,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,1,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 2

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

F<sub>t,Rd</sub> = 203,33 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

B<sub>p,Rd</sub> = 390,86 [kN] Διατηρητική διατμητική αντοχή κοχλία

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

F<sub>t,fc,Rd</sub> – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

F<sub>t,wc,Rd</sub> – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

F<sub>t,ep,Rd</sub> – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

F<sub>t,wb,Rd</sub> – ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

F<sub>t,fc,Rd</sub> = Min (F<sub>T,1,fc,Rd</sub> , F<sub>T,2,fc,Rd</sub> , F<sub>T,3,fc,Rd</sub>)

[6.2.6.4] , [Tab.6.2]

F<sub>t,wc,Rd</sub> = ω b<sub>eff,t,wc</sub> t<sub>wc</sub> f<sub>yc</sub> / γ<sub>M0</sub>

[6.2.6.3.(1)]

F<sub>t,ep,Rd</sub> = Min (F<sub>T,1,ep,Rd</sub> , F<sub>T,2,ep,Rd</sub> , F<sub>T,3,ep,Rd</sub>)

[6.2.6.5] , [Tab.6.2]

F<sub>t,wb,Rd</sub> = b<sub>eff,t,wb</sub> t<sub>wb</sub> f<sub>yb</sub> / γ<sub>M0</sub>

[6.2.6.8.(1)]

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 1

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
F <sub>t1,Rd</sub> = Min (F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	349,43	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 406,66	406,66	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 667,90	667,90	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 349,43	349,43	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 594,58	594,58	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
B <sub>p,Rd</sub> = 781,73	781,73	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
V <sub>wp,Rd</sub> /β = 1, #J	1, #J	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
F <sub>c,wc,Rd</sub> = 1730,09	1730,09	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
F <sub>c,fb,Rd</sub> = 1304,03	1304,03	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
F <sub>c,wb,Rd</sub> = 1185,06	1185,06	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 2

F <sub>t2,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ	F <sub>t2,Rd,comp</sub>	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
F <sub>t2,Rd</sub> = Min (F <sub>t2,Rd,comp</sub> )	262,08	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
F <sub>t,fc,Rd(2)</sub> = 406,66	406,66	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
F <sub>t,wc,Rd(2)</sub> = 667,90	667,90	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
F <sub>t,ep,Rd(2)</sub> = 345,89	345,89	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
F <sub>t,wb,Rd(2)</sub> = 577,54	577,54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1, \#J - 349,43$	1, #J	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1730,09 - 349,43$	1380,66	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1304,03 - 349,43$	954,60	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1185,06 - 349,43$	835,63	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 813,31 - 349,43$	463,88	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 961,44 - 349,43$	612,01	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 611,51 - 349,43$	262,08	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 768,63 - 349,43$	419,20	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	290,02	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(3)} = 406,66$	406,66	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(3)} = 667,90$	667,90	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(3)} = 345,89$	345,89	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)} = 577,54$	577,54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1, \#J - 611,51$	1, #J	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1730,09 - 611,51$	1118,58	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1304,03 - 611,51$	692,52	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1185,06 - 611,51$	573,55	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 813,31 - 262,08$	551,23	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 870,49 - 262,08$	608,42	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1219,97 - 611,51$	608,46	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1135,82 - 611,51$	524,31	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 576,86 - 262,08$	314,79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 617,10 - 262,08$	355,02	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 901,53 - 611,51$	290,02	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1077,18 - 611,51$	465,67	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	283,54	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(4)} = 406,66$	406,66	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(4)} = 667,90$	667,90	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(4)} = 345,89$	345,89	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)} = 577,54$	577,54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1, \#J - 901,53$	1, #J	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1730,09 - 901,53$	828,57	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1304,03 - 901,53$	402,51	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1185,06 - 901,53$	283,54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 813,31 - 290,02$	523,30	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 870,49 - 290,02$	580,48	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1219,97 - 552,09$	667,87	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1083,87 - 552,09$	531,78	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1626,62 - 901,53$	725,10	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1236,69 - 901,53$	335,17	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 594,60 - 290,02$	304,58	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 687,23 - 290,02$	397,21	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 884,62 - 552,09$	332,52	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 995,78 - 552,09$	443,68	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1206,11 - 901,53$	304,58	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1455,86 - 901,53$	554,33	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(5)} = 406,66$	406,66	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(5)} = 667,90$	667,90	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(5)} = 345,89$	345,89	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(5)} = 577,54$	577,54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 781,73$	781,73	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1, \#J - 1185,06$	1, #J	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1730,09 - 1185,06$	545,03	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1304,03 - 1185,06$	118,97	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1185,06 - 1185,06$	0,00	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 813,31 - 283,54$	529,77	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 1010,08 - 283,54$	726,54	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1219,97 - 573,55$	646,41	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1163,66 - 573,55$	590,11	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1626,62 - 835,63$	790,99	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1253,23 - 835,63$	417,60	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 2033,28 - 1185,06$	848,22	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1322,46 - 1185,06$	137,40	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 637,11 - 283,54$	353,57	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 891,84 - 283,54$	608,31	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ



$F_{t5,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t5,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 927,12 - 573,55$	353,57	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1200,39 - 573,55$	626,84	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1217,14 - 835,63$	381,51	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1508,94 - 835,63$	673,31	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1538,63 - 1185,06$	353,57	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1969,03 - 1185,06$	783,96	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

#### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	599	349,43	406,66	667,90	349,43	594,58	406,66	781,73
2	489	262,08	406,66	667,90	345,89	577,54	406,66	781,73
3	379	290,02	406,66	667,90	345,89	577,54	406,66	781,73
4	269	283,54	406,66	667,90	345,89	577,54	406,66	781,73
5	109	-	406,66	667,90	345,89	577,54	406,66	781,73

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \infty h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 523,72 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,86 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,86)$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{v,Rd} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,97 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 169,01 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 203,33 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 345,60 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 345,60 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	406,66	0,00	349,43	299,58	299,58	160,15
2	406,66	0,00	262,08	224,69	224,69	204,62
3	406,66	0,00	290,02	248,64	248,64	190,40
4	406,66	0,00	283,54	243,08	243,08	193,70
5	406,66	0,00	0,00	0,00	0,00	338,03

$F_{tj,Rd,N}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{tj,Ed,N}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Rd,M}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ

$F_{tj,Ed,M}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Ed}$  – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{vj,Rd}$  – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1086,90 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,28)$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$A_w =$	169,75 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	73,09 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	96,66 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	90490,63 [cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max}$	121,77 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	117,55 [MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	31,04 [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	243,54 < 360,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,68)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	241,18 < 360,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,67)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	121,77 < 259,20	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,47)

## ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$t_{wash} =$	5 [mm]	Washer ΠΑΧΟΣ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17 [mm]	ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24 [mm]	ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	83 [mm]	ΜΗΚΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7 [mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	[6.3.2.(1)]

### ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					ΣΥΝΟΛΟ	55,94	2527,55
1	599	9	311	26	3	20,13	1206,11
2	489	7	229	17	3	13,69	669,52
3	379	7	229	17	3	10,61	402,21
4	269	7	229	21	3	7,77	208,94
5	109	9	316	29	3	3,74	40,77

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 452 \text{ [mm]} \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΥΝΑΜΗ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑ} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 1.2 \text{ [mm]} \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 31 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$t_{wc} = 18 \text{ [mm]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$d_c = 20 \text{ [mm]} \quad \text{ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$k_2 = 19 \text{ [mm]} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 324423,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,97 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 164502,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$S_{j,rig} = 161946,96$  [kN\*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 10121,68$  [kN\*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  ΣΤΑΘΕΡΗ

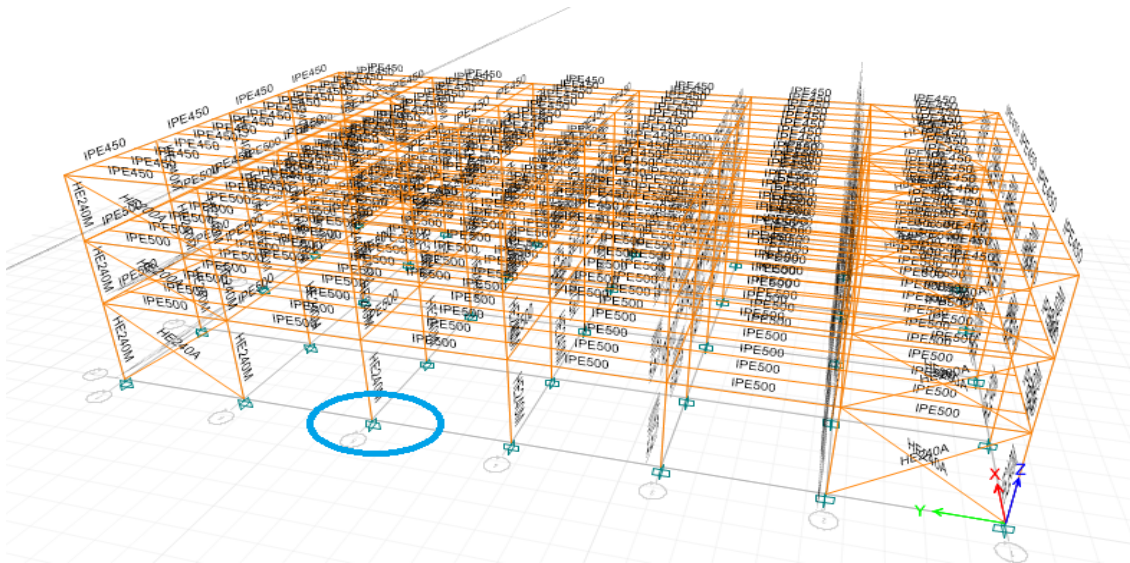
#### ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

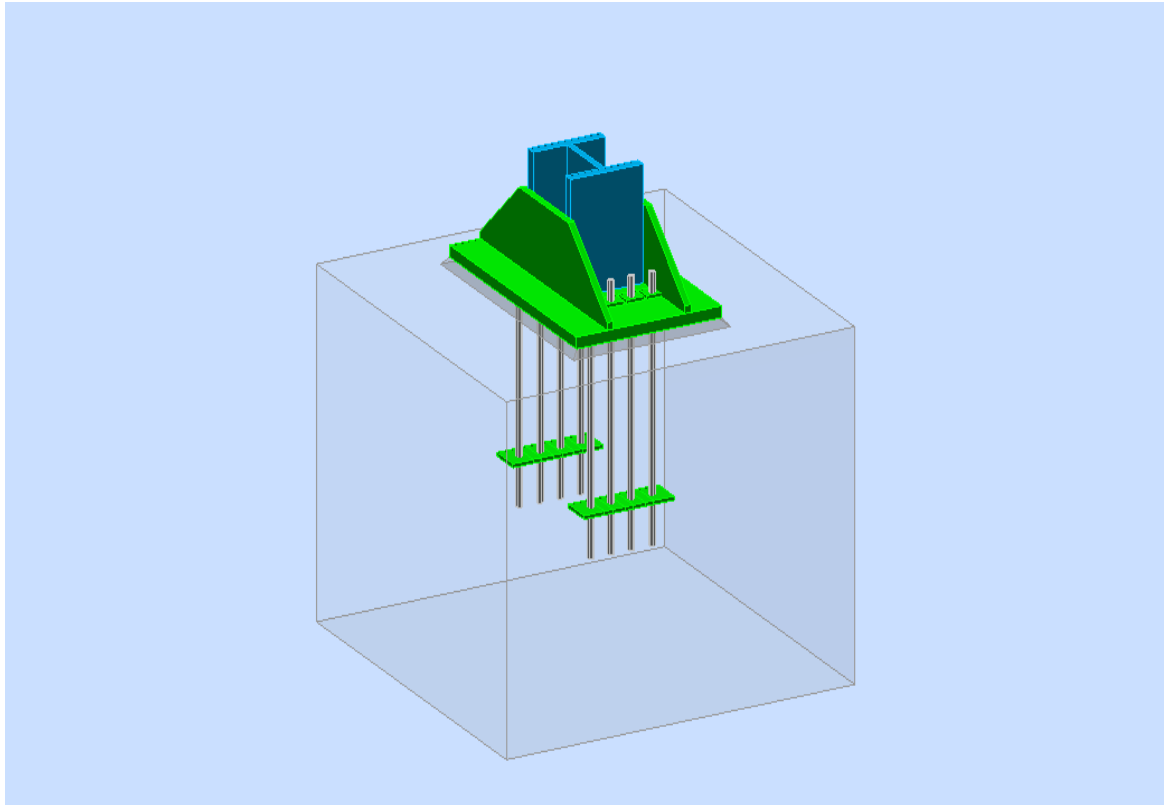
ΛΟΓΟΣ 0,86

### 4.5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

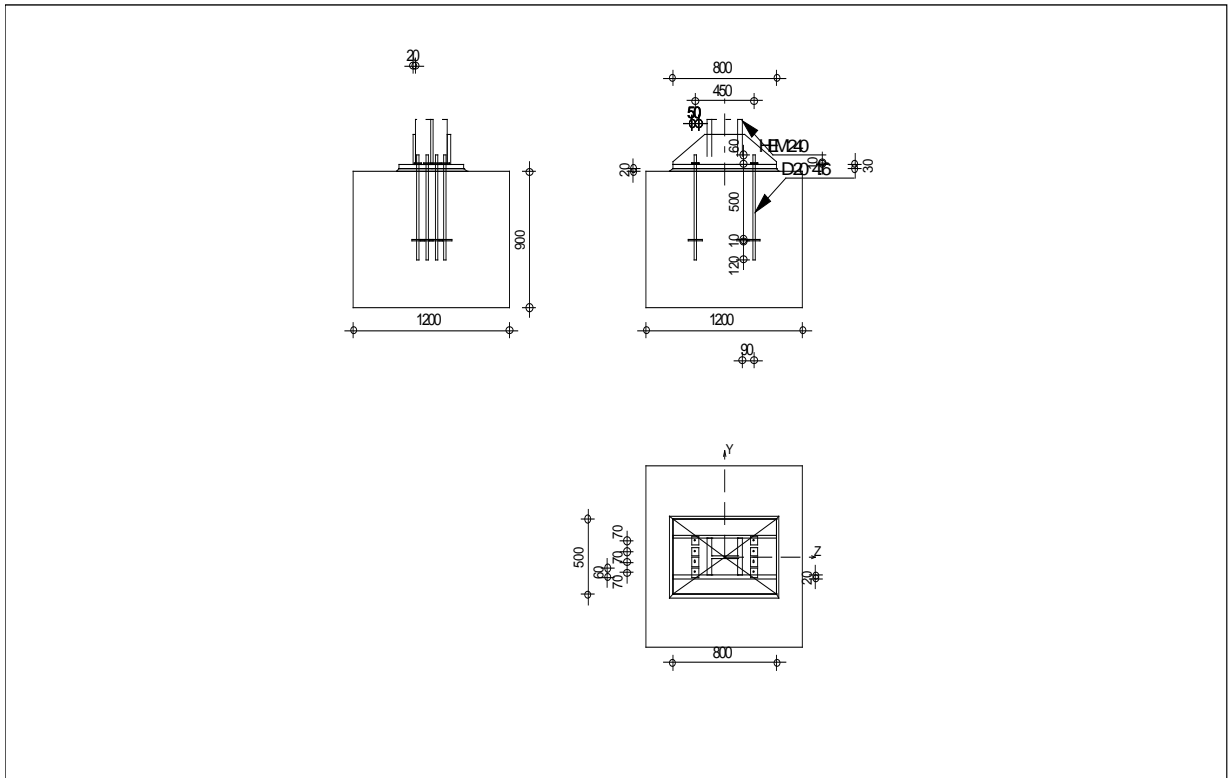
Πρόκειται για σύνδεση ροπής, η οποία μεταφέρει τα ισχυρά εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων στην θεμελίωση. Υλοποιήθηκε με μία συγκολλημένη πλάκα στη βάση του υποστυλώματος. Επιπλέον, κρίθηκε αναγκαία η χρήση λεπίδων ενίσχυσης παράλληλα στη διεύθυνση του κορμού του υποστυλώματος. Χρησιμοποιήθηκαν 2 σειρές με 4 αγκύρια διαμέτρου M20 και κλάσης ποιότητας 4.6.



Σχήμα 4.10 Απεικόνιση θέσης σύνδεσης



Σχήμα 4.11 3D Σύνδεση βάσης ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



Σχήμα 4.12 Σχέδια σύνδεση βάσης υποστυλώματος



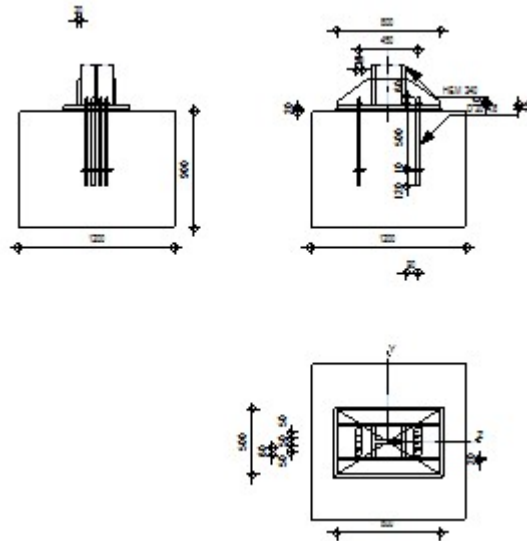
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB  
Design Guide: Design of fastenings on concrete



ΛΟΓΟΣ  
0,79



## ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 4

Όνομα σύνδεσης: Fixed column base

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΜ 240

$L_c = 6,00$  [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$\alpha = 0,0$  [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_c = 270$  [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$b_{fc} = 248$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{wc} = 18$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$t_{fc} = 32$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$r_c = 21$  [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$L_c = 6,00$  [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $A_c = 199,59$  [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $I_{yc} = 24289,50$  [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S275

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ  
 $f_{uc} = 430,00$  [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

### **ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

$l_{pd} = 800$  [mm] ΜΗΚΟΣ

$b_{pd} = 500$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$t_{pd} = 30$  [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S275

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ  
 $f_{upd} = 430,00$  [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

### **ΑΓΚΥΡΩΣΗ**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 4.6 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$f_{yb} = 240,00$  [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$d = 20$  [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ

$A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$n_H = 2$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$n_V = 4$  ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $e_{Hi} = 450$  [mm]

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $e_{Vi} = 50;50$  [mm]

### **ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ**

$L_1 = 60$  [mm]

$L_2 = 500$  [mm]

### **ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ**

$L_1 = 60$  [mm]

$L_3 = 120$  [mm]

### **ΠΛΑΚΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ**

$l_p = 100$  [mm] ΜΗΚΟΣ

$b_p = 100$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$t_p = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S275

$f_y = 275,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### **ΔΑΚΤΥΛΙΟΣ**

$l_{wd} = 50$  [mm] ΜΗΚΟΣ

$b_{wd} = 60$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ

$t_{wd} = 10$  [mm] ΠΑΧΟΣ

### **ΕΝΙΣΧΥΣΗ**

$l_s = 800$  [mm] ΜΗΚΟΣ

$h_s = 200$  [mm] ΥΨΟΣ

$t_s = 20$  [mm] ΠΑΧΟΣ

$d_1 = 20$  [mm] ΤΟΜΗ

$d_2 = 20$  [mm] ΤΟΜΗ

### **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ**

$\gamma_{M0} = 1,00$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_{M2} = 1,25$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

$\gamma_C = 1,50$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

### **ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

$L = 1200$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$B = 1200$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

$H = 900$  [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

### **ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C20/25

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

### ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

$t_g = 20$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)

$f_{ck,g} = 12,0$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ  
= 0 ]

$C_{f,d} = 0,30$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

### ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_p = 10$  [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$a_s = 8$  [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

### ΦΟΡΤΙΑ

---

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{j,Ed} = -1360,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,y} = 56,00$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,z} = 2,00$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{j,Ed,y} = 160,00$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

$M_{j,Ed,z} = 20,00$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

---

#### ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

##### ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

$f_{cd} = 13,33$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 16,87$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΒΑΣΕΩΣ [6.2.5.(7)]

$c = t_p$   
 $\sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$

$c = 70$  [m] ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΖΩΝΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 172$  [m] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ [6.2.5.(3)]



$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$$c = 70 \text{ [m]} \text{ ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΖΩΝΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ} \quad [6.2.5.(4)]$$

$$l_{eff} = 388 \text{ [m]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$A_{c0} = 666,6 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ} \quad \text{EN 1992-1:}[6.7.(3)]$$

$$A_{c1} = 6000, \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:}[6.7.(3)]$$

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$$A_{c1} = 6000,2 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ} \quad \text{EN 1992-1:}[6.7.(3)]$$

$$\beta_j = 0,67 \text{ ΘΛΙΠΤΙΚΟΣ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 26,67 \text{ [MPa]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 3001,25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$A_{c,y} = 1359,17 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΓΙΑ ΡΟΠΗ } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$A_{c,z} = 1279,05 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΓΙΑ ΡΟΠΗ } M_z \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 8003,33 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = 3624,45 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,z} = 3410,79 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ } M_z \quad [6.2.8.3.(1)]$$

#### ΠΕΛΜΑ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$$CL = 1,00 \text{ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ} \quad \text{EN 1993-1-1:}[5.5.2]$$

$$W_{pl,y} = 8517,01 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.5.(2)]$$

$$M_{c,Rd,y} = 2342,1 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.5]$$

$$h_{f,y} = 406 \text{ [mm]} \text{ ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 5763,38 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$W_{pl,z} = 5293,9$  [cm<sup>3</sup>] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 1455,8$  [kN\*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 268$  [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 5432,21$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

### ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 8003,33$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 3624,45$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{c,Rd,z} = 3410,79$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,17 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,17)

$e_y = 118$  [mm] ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 203$  [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ  $F_{c,Rd,y}$  [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 225$  [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ  $F_{T,Rd,y}$  [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 540,10$  [kN\*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,30 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,30)

$e_z = 15$  [mm] ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 134$  [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ  $F_{c,Rd,z}$  [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 75$  [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ  $F_{T,Rd,z}$  [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 90,40$  [kN\*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,22 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,22)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,52 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,52)

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

## ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,51$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ [ΠΙΝΑΚΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Σ 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,51$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ  $F_{1,vb,Rd}$  [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑ Σ 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 261,91$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 6,57$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,93$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ  $F_{1,vb,Rd}$  [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$k_{1,z} = 1,48$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ - ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 284,51$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$\alpha_b = 0,37$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 37,00$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,28$  [kN\*m] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 45$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ CEB [9.3.2.2]

$\alpha_M = 2,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (I_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 10,47$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

#### ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$N_{Rk,c} = 160,64$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 148,74$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

#### ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

##### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 86$  [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.4. (a)]

$\psi_{A,y} = 0,48$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ CEB [9.3.4]

$\psi_{h,y} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ CEB [9.3.4. (c)]

$\psi_{s,y} = 0,84$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ ΕΙΝΑΙ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ CEB [9.3.4. (d)]

$\psi_{ec,y} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ CEB [9.3.4. (e)]

$\psi_{\alpha,y} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.4. (f)]

$\psi_{ucr,y} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΙΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ CEB [9.3.4. (g)]

**ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  $V_{j,Ed,y}$** 

$V_{Rk,c,y} = 86$  [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.4.  
 $\gamma_{Mc} = 1,79$  ] (a)]

$\gamma_{Mc} = 1,16$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.  
 1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 161,62$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

**ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  $V_{j,Ed,z}$** 

$V_{Rk,c,z} = 525,08$  [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.3.4  
 .(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,93$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ CEB [9.3.4  
 ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΜΗ ]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ CEB [9.3.4  
 .(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,98$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΑΚΜΩΝ ΠΟΥ CEB [9.3.4  
 ΕΙΝΑΙ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ .(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Ο ΟΠΟΙΟΣ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ CEB [9.3.4  
 ΟΜΑΔΑΣ ΟΤΑΝ ΑΣΚΟΥΝΤΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΑΘΕ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ .(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΓΩΝΙΑ ΥΠΟ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ CEB [9.3.4  
 ΕΠΙΒΑΛΛΕΤΑΙ Η ΔΙΑΤΜΗΣΗ .(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ CEB [9.3.4  
 ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΕΙΤΑΙ ΣΤΙΣ ΑΚΡΕΣ .(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3  
 .1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 222,35$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

## ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 1360,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 408,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ} \quad [6.2.2.(6)]$$

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 491,78 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,11)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 491,78 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,12)$$

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

### ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$$M_1 = 52,03 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΔΡΩΣΑ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ}$$

$$Q_1 = 392,68 \text{ [kN]} \quad \text{ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΔΡΩΣΑ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ}$$

$$z_s = 53 \text{ [mm]} \quad \text{ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΟΥΔΕΤΕΡΟΥ ΑΞΟΝΑ (ΑΠΟ ΤΗΝ ΒΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ)}$$

$$I_s = 4935,32 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΜΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ}$$

$$\sigma_d = 24,26 \text{ [MPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 186,58 \text{ [MPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 98,17 \text{ [MPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 171,76 \text{ [MPa]} \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1) 0,68 < 1,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,68)

## **ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ**

$\sigma_{\perp} =$	33,17 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	33,17 [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	5,86 [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	0,07 [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,11 < 1,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,17 < 1,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,13 < 1,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,13)

## **ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ**

### **ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	185,2 3 [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1) 0,79 < 1,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,79)

## **ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ**

### **ΤΡΑΠΕΖΟΕΙΔΗΣ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

$\sigma_{\perp} =$	65,49 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	65,49 [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	158,9 9 [MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

$$\sigma_{\perp} = 65,49 \text{ [MPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = \frac{304,9}{4} \text{ [MPa]} \quad \text{ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,75 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ} \quad (0,75)$$

## **ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ**

### **ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,y}$**

$$b_{eff} = 17 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 38 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,y} = 29 \text{ [mm]} \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11}]$$

$$l_{eff} = 382 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 88 \text{ [mm]} \text{ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 7 \text{ [mm]} \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11}]$$

$$L_b = 230 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \text{ [mm]} \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,63 \quad \text{ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 501682,29 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 255039,75 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y} \text{ ΣΤΑΘΕΡΗ} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

### **ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,z}$**

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,z} = 40 \text{ [mm]} \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11}]$$



$$l_{eff} = 237 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 38 \text{ [mm]} \text{ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 5 \text{ [mm ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ]} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]}$$

$$L_b = 230 \text{ [mm]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]}$$

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 2 \text{ [mm]} \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]}$$

$$\lambda_{0,z} = 1,08 \text{ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,z} = 302199,40 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig,z} = 85602,51 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z} \text{ ΣΤΑΘΕΡΗ} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

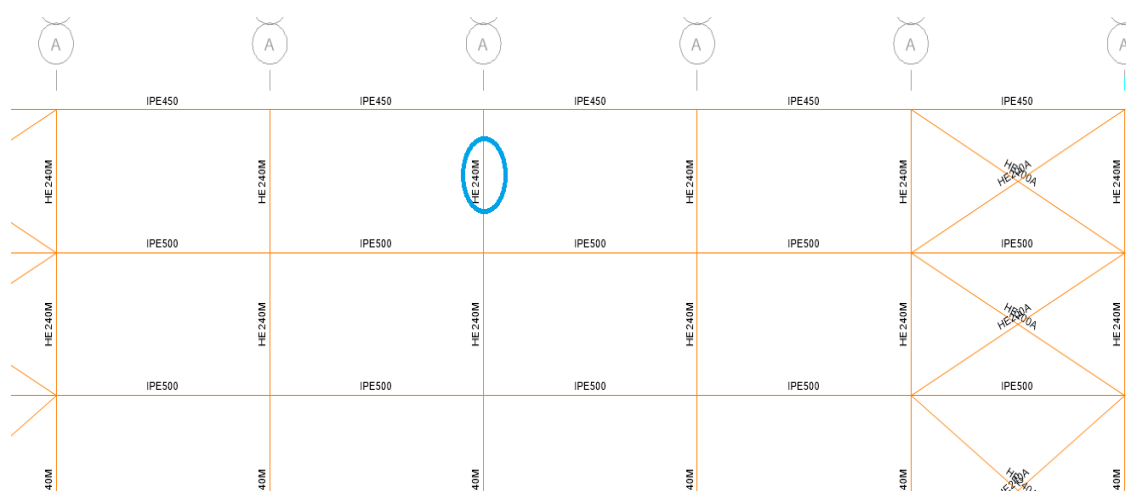
## ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΕΝΙΣΧΥΣΗ - ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

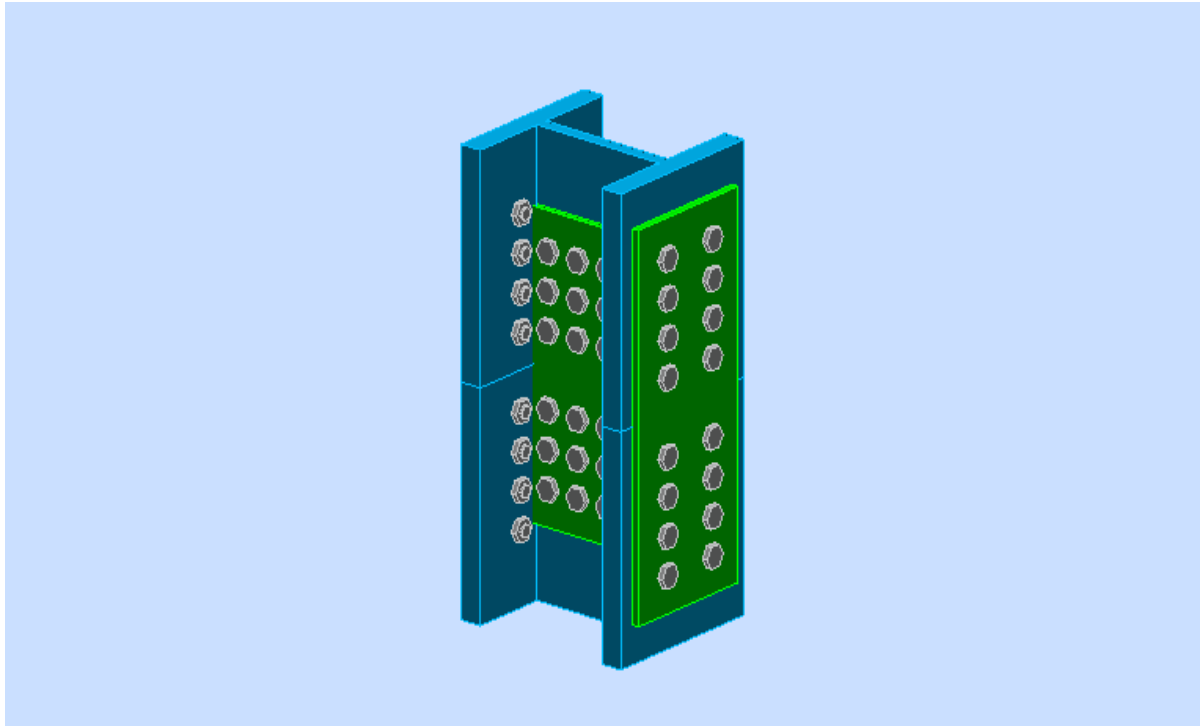
**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ** ΛΟΓΟΣ 0,79

### 4.6 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΚΟΠΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

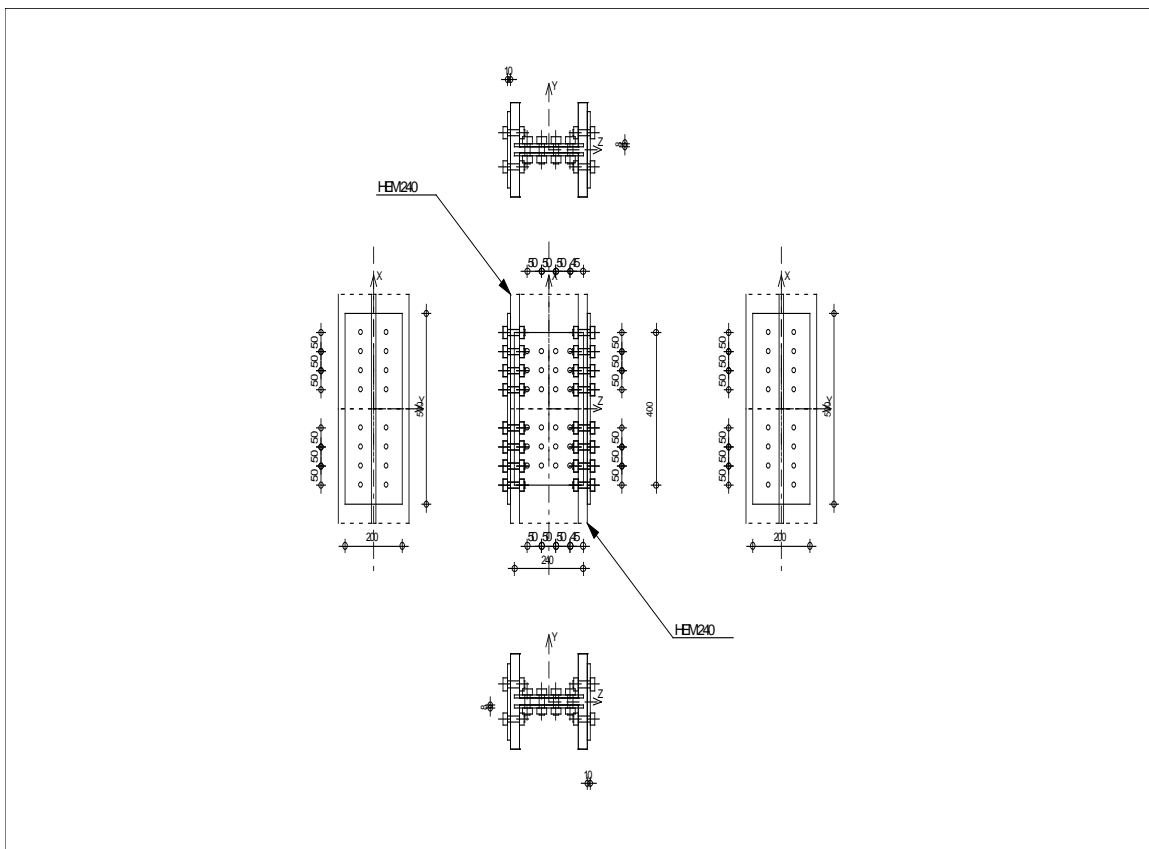
Πρόκειται για μία συνηθισμένη σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας κάθε ύψος του υποστυλώματος άνω των 10-12 μέτρων. Πραγματοποιήθηκε με απλή συγκόλληση των ελασμάτων στα πέλματα και στους κορμούς. Για τη σύνδεση αυτή μεταξύ των 2 υποστυλωμάτων ΗΕΜ 260 χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες διαμέτρου Μ16 και κλάσης ποιότητας 10.9



Σχήμα 4.12 απεικόνιση θέσης σύνδεσης



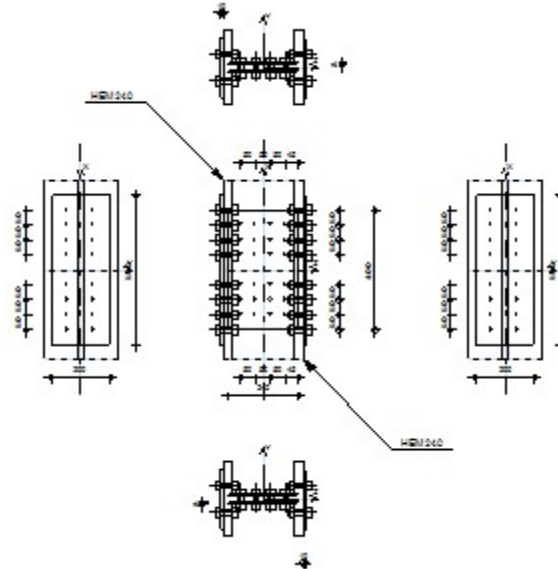
Σχήμα 4.13 3D ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΚΟΠΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΗΕΜ 240



Σχήμα 4.14 σχέδια σύνδεσης διακοπής ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΗΕΜ 240

**Calculation of the column-to-column splice connection**

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
0,82**GENERAL**

Connection no.: 6  
 Connection name: DIAKOPH

**LOWER COLUMN**

Section: HEM 240  
 $h_{c1} = 270$  [mm] Height of beam section  
 $b_{fc1} = 248$  [mm] Width of beam section  
 $t_{wc1} = 18$  [mm] Thickness of the web of beam section  
 $t_{fc1} = 32$  [mm] Thickness of the flange of beam section  
 $r_{c1} = 21$  [mm] Radius of beam section fillet  
 $A_{c1} = 199,59$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a beam  
 $I_{yc1} = 24289,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the beam section  
 Material: S275  
 $f_{yc1} = 275,00$  [MPa] Resistance  
 $f_{uc1} = 430,00$  [MPa]

**UPPER COLUMN**

Section: HEM 240  
 $h_{c2} = 270$  [mm] Height of beam section  
 $b_{fc2} = 248$  [mm] Width of beam section  
 $t_{wc2} = 18$  [mm] Thickness of the web of beam section  
 $t_{fc2} = 32$  [mm] Thickness of the flange of beam section  
 $r_{c2} = 21$  [mm] Radius of beam section fillet  
 $A_{c2} = 199,59$  [cm<sup>2</sup>] Cross-sectional area of a beam  
 $I_{yc2} = 24289,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the beam section  
 Material: S275  
 $f_{yc2} = 275,00$  [MPa] Resistance  
 $f_{uc2} = 430,00$  [MPa]

## **SPLICE PLATE**

Type: bilateral

$l_{pw} = 400$  [mm] Plate length  
 $h_{pw} = 240$  [mm] Plate height  
 $t_{pw} = 8$  [mm] Plate thickness  
Material: S275  
 $f_{ypw} = 275,00$  [MPa] Design resistance  
 $f_{upw} = 430,00$  [MPa] Tensile resistance

## **RIGHT EXTERNAL PLATE**

$l_{pe} = 500$  [mm] Plate length  
 $h_{pe} = 200$  [mm] Plate height  
 $t_{pe} = 10$  [mm] Plate thickness  
Material: Def  
 $f_{ype} = 235,00$  [MPa] Design resistance  
 $f_{upe} = 365,00$  [MPa] Tensile resistance

## **LEFT EXTERNAL PLATE**

$l_{pe} = 500$  [mm] Plate length  
 $h_{pe} = 200$  [mm] Plate height  
 $t_{pe} = 10$  [mm] Plate thickness  
Material: Def  
 $f_{ype} = 235,00$  [MPa] Design resistance  
 $f_{upe} = 365,00$  [MPa] Tensile resistance

## **LOWER SIDE**

### **BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE COLUMN WEB**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class = 10.9 Bolt class  
 $d = 16$  [mm] Bolt diameter  
 $d_0 = 18$  [mm] Bolt opening diameter  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Yield strength of bolt  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Bolt tensile resistance  
 $n_h = 3$  Number of bolt columns  
 $n_v = 4$  Number of bolt rows  
 $e_1 = 45$  [mm] Level of first bolt  
 $p_2 = 50$  [mm] Horizontal spacing  
 $p_1 = 50$  [mm] Vertical spacing

### **BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN RIGHT FLANGE**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class = 10.9 Bolt class  
 $d = 16$  [mm] Bolt diameter  
 $d_0 = 18$  [mm] Bolt opening diameter  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Yield strength of bolt  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Bolt tensile resistance

Class =	10.9	Bolt class
$n_h =$	1	Number of bolt columns
$n_v =$	4	Number of bolt rows
$e_1 =$	50 [mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	50 [mm]	Vertical spacing

### **BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN LEFT FLANGE**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	10.9	Bolt class
$d =$	16 [mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18 [mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
$n_h =$	1	Number of bolt columns
$n_v =$	4	Number of bolt rows
$e_1 =$	50 [mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	50 [mm]	Vertical spacing

### **UPPER SIDE**

### **BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE COLUMN WEB**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	10.9	Bolt class
$d =$	16 [mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18 [mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
$n_h =$	3	Number of bolt columns
$n_v =$	4	Number of bolt rows
$e_1 =$	45 [mm]	Level of first bolt
$p_2 =$	50 [mm]	Horizontal spacing
$p_1 =$	50 [mm]	Vertical spacing

### **BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN RIGHT FLANGE**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	10.9	Bolt class
$d =$	16 [mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	18 [mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
$n_h =$	1	Number of bolt columns
$n_v =$	4	Number of bolt rows
$e_1 =$	50 [mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	50 [mm]	Vertical spacing

### **BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN LEFT FLANGE**

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	10.9	Bolt class
d =	16 [mm]	Bolt diameter
d <sub>0</sub> =	18 [mm]	Bolt opening diameter
A <sub>s</sub> =	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
A <sub>v</sub> =	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
f <sub>yb</sub> =	900,00 [MPa]	Yield strength of bolt
f <sub>ub</sub> =	1000,00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n <sub>h</sub> =	1	Number of bolt columns
n <sub>v</sub> =	4	Number of bolt rows
e <sub>1</sub> =	50 [mm]	Level of first bolt
p <sub>1</sub> =	50 [mm]	Vertical spacing

## MATERIAL FACTORS

γ <sub>M0</sub> =	1,00	Partial safety factor	[2.2]
γ <sub>M2</sub> =	1,25	Partial safety factor	[2.2]

## LOADS

Case: Manual calculations.




## ULTIMATE LIMIT STATE

N <sub>Ed1</sub> =	-1100,00 [kN]	Axial force
V <sub>y,Ed1</sub> =	46,00 [kN]	Shear force
V <sub>z,Ed1</sub> =	46,00 [kN]	Shear force
M <sub>y,Ed1</sub> =	100,00 [kN*m]	Bending moment
M <sub>vz,Ed1</sub> =	8,00 [kN*m]	Bending moment
N <sub>Ed2</sub> =	-1100,00 [kN]	Axial force
V <sub>y,Ed2</sub> =	46,00 [kN]	Shear force
V <sub>z,Ed2</sub> =	46,00 [kN]	Shear force
M <sub>y,Ed2</sub> =	100,00 [kN*m]	Bending moment
M <sub>vz,Ed2</sub> =	8,00 [kN*m]	Bending moment

## RESULTS

Results for one side of connection (geometry and loads are symmetrical)

**Axial force**

Plate	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	EQUIVALENT FORCES N <sub>i</sub> [kN]	EQUIVALENT FORCES N <sub>i</sub> (M <sub>y,Ed</sub> ) [kN]	Resultant force N <sub>Ed,i</sub> [kN]
	A <sub>pw</sub> = 38,40	-538,78	-	N <sub>Ed,pw</sub> = -538,78
	A <sub>pfue</sub> = 20,00	-280,61	289,18	N <sub>Ed,pfue</sub> = 8,57
	A <sub>pfle</sub> = 20,00	-280,61	-289,18	N <sub>Ed,pfle</sub> = -569,80

$$N_i = (N_{Ed} \cdot A_i) / (2 \cdot A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$


$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

**Shear force Z**

Plate	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>z,Ed,i</sub> [kN]
	A <sub>z,pw</sub> = 38,40	V <sub>z,Ed,pw</sub> = 46,00




**Shear force Y**

Plate	A <sub>y,i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>y,Ed,i</sub> [kN]
	A <sub>y,fupe</sub> = 20,00	V <sub>y,Ed,fupe</sub> = 23,00

Plate	A <sub>y,i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>y,Ed,i</sub> [kN]
	A <sub>y,flpe</sub> = 20,00	V <sub>y,Ed,flpe</sub> = 23,00



$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} \cdot A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

### Bending moment Y

Plate	I <sub>y,i</sub> [cm <sup>4</sup> ]	EQUIVALENT FORCES M <sub>y,i</sub> [kN*m]	Resultant force M <sub>y,Ed,i</sub> [kN*m]
	I <sub>y,pw</sub> = 1843,20	19,03	<b>M<sub>y,Ed,pw</sub> = 19,03</b>
	I <sub>y,pfue</sub> = 3921,67	40,49	-
	I <sub>y,pfle</sub> = 3921,67	40,49	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} \cdot I_{y,i}) / (2 \cdot I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

### Bending moment Z

Plate	I <sub>z,i</sub> [cm <sup>4</sup> ]	M <sub>z,i</sub> [kN*m]
	I <sub>z,pfue</sub> = 666,67	<b>M<sub>z,Ed,pfue</sub> = 4,00</b>
	I <sub>z,pfle</sub> = 666,67	<b>M<sub>z,Ed,pfle</sub> = 4,00</b>

$$M_{z,i} = (M_{z,Ed} \cdot I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

## BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE COLUMN WEB

### BOLT CAPACITIES

$$F_{v,Rd} = 193,02 \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the column web

Direction x

$$k_{1x} = 2,19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,19 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0,68 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,68 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 146,58 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,19 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0,68 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,68 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 146,58 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2,19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,19 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0,68 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,68 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 130,29 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,19 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,19 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0,68 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,68 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 130,29 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

## ULTIMATE LIMIT STATE

### Bolt shear

$e_0 = 100$ [mm]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c-1) \cdot p_2)$
$M_y = 23,6$ [kN* 3 m]	Real bending moment	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,p} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 44,9$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction	$F_{x,N} =  N_{Ed,pw}  / n_b$
$F_{z,Vz} = 3,83$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force Vz on the z direction	$F_{z,Vz} =  V_{z,Ed,pw}  / n_b$
$F_{x,My} = 30,8$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment My on the x direction	$F_{x,My} =  M_y  \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 20,5$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment My on the z direction	$F_{z,My} =  M_y  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 75,7$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 24,3$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 79,5$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 130,29$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 130,29$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 75,72  < 130,29$	verified (0,58)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 24,38  < 130,29$	verified (0,19)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$79,55 < 193,02$	verified (0,41)

## BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN RIGHT FLANGE

### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 96,51$  [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the column flange

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  verified

$\alpha_{bx} = 0,68$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  verified

$F_{b,Rd1x} = 297,62$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,19$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,19 > 0,00$  verified

$\alpha_{by} = 1,00$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  verified

$F_{b,Rd1y} = 385,52$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the plate

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  verified

$\alpha_{bx} = 0,68$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,68 > 0,00$  verified

$F_{b,Rd2x} = 78,95$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$



Direction y			
$k_{1y} = 2,19$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1y} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	verified	
$\alpha_{by} = 1,00$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verified	
$F_{b,Rd2y} = 102,26$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$	

## ULTIMATE LIMIT STATE

### Bolt shear

$e_0 = 125$ [mm]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - 1) \cdot p_1$
$M_z = 6,88$ [kN*m]	Real bending moment	$M_z = M_{z,Ed,pr} + V_{y,Ed,pr} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 2,41$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction	$F_{x,N} =  N_{Ed,pr}  / n_b$
$F_{y,Vy} = 2,88$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force $V_y$ on the y direction	$F_{y,Vy} =  V_{y,Ed,pr}  / n_b$
$F_{x,Mz} = 7,51$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment $M_z$ on the x direction	$F_{x,Mz} =  M_z  \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 12,52$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment $M_z$ on the y direction	$F_{y,Mz} =  M_z  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 9,92$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 15,39$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 18,31$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 78,95$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 102,26$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ 9,92  < 78,95$	verified (0,13)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 15,39  < 102,26$	verified (0,15)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$18,31 < 96,51$	verified (0,19)

## BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN LEFT FLANGE

### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 96,51$ [kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
-------------------------	--	---

#### Bolt bearing on the column flange

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified
$\alpha_{bx} = 0,68$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,68 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd1x} = 297,62$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,19$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	verified
$\alpha_{by} = 1,00$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd1y} = 385,52$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the plate

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	verified
$\alpha_{bx} = 0,68$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,68 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd2x} = 78,95$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,19$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	verified
$\alpha_{by} = 1,00$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_z / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	verified
$F_{b,Rd2y} = 102,26$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

## ULTIMATE LIMIT STATE

### Bolt shear

$e_0 = 125$ [mm]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1 - r_2) \cdot p_1$
$M_z = 6,88$ [kN*m]	Real bending moment	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 72,5$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction	$F_{x,N} =  N_{Ed,pf}  / n_b$
$F_{y,Vy} = 2,88$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force $V_y$ on the y direction	$F_{y,Vy} =  V_{y,Ed,pf}  / n_b$
$F_{x,Mz} = 7,51$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment $M_z$ on the x direction	$F_{x,Mz} =  M_z  \cdot y_i / \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$
$F_{y,Mz} = 12,5$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment $M_z$ on the y direction	$F_{y,Mz} =  M_z  \cdot x_i / \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$
$F_{x,Ed} = 65,0$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 15,3$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 66,8$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 78,9$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 102,26$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ -65,05  < 78,95$	verified (0,82)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 15,39  < 102,26$	verified (0,15)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$66,85 < 96,51$	verified (0,69)

## VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING - [3.10]

### COLUMN

Nr	Model	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		26,46	18,90	46,00 (*1)	745,19 (*)	0,06	verified
2		43,84	22,40	19,28 (*2)	2933,23 (***)	0,01	verified

(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*2)  $V_0 = N_{fuEd}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(\*\*\*)  $V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$




### SPLICE PLATE

Nr	Model	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Status
1		10,56	8,40	23,00 (*1)	312,14 (*)	0,07	verified

(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

### RIGHT EXTERNAL PLATE

Nr	Model	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Status
1		6,30	13,70	23,00 (*1)	285,50 (*)	0,08	verified
2		13,70	11,80	8,57 (*2)	530,44 (**)	0,02	verified
3		27,40	7,20	8,57 (*2)	582,00 (**)	0,01	verified

(\*1)  $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(\*2)  $V_0 = N_{fueEd}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(\*\*)  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

### LEFT EXTERNAL PLATE

Nr	Model	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Status
1		6,30	13,70	23,00 (*1)	285,50 (*)	0,08	verified

(\*1)  $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

## VERIFICATION OF SECTIONS WEAKENED BY OPENINGS - [5.4]

### COLUMN

$A_t = 76,56$  [cm<sup>2</sup>] Area of tension zone of the gross section

$A_{t,net} = 65,44$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$  0,77 < 0,80

$W = 1799,22$  [cm<sup>3</sup>] Elastic section modulus

$W_{net} = 1799,22$  [cm<sup>3</sup>] Elastic section modulus

$M_{c,Rdnet} = 494,79$  [kN\*m] Design resistance of the section for bending

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$  |100,00| < 494,79 verified (0,20)

$A_v = 48,60$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area for shear

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 35,64$  [cm<sup>2</sup>] Net area of a section effective for shear

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 771,63$  [kN] Design plastic resistance for shear

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$  |46,00| < 771,63 verified (0,06)

### SPLICE PLATE

$A_t = 0,84$  [cm<sup>2</sup>] Area of tension zone of the gross section

$A_{t,net} = 0,84$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$  0,90 > 0,80

$W = 76,80$  [cm<sup>3</sup>] Elastic section modulus

$M_{c,Rd} = 21,12$  [kN\*m] Design resistance of the section for bending

$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rd}$  |11,81| < 21,12 verified (0,56)

$A_v = 19,20$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area for shear

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 13,44$  [cm<sup>2</sup>] Net area of a section effective for shear

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 304,84$  [kN] Design plastic resistance for shear

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$  |23,00| < 304,84 verified (0,08)

### RIGHT EXTERNAL PLATE

$A_t =$	10,71	[cm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	8,91	[cm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,75 < 0,80				
$W =$	66,67	[cm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus	
$W_{net} =$	65,53	[cm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	15,40	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	4,00	<	15,40	verified (0,26)
$A_v =$	20,00	[cm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	16,40	[cm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} =$	271,35	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	23,00	<	271,35	verified (0,08)

#### LEFT EXTERNAL PLATE

$A_t =$	20,00	[cm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	16,40	[cm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,74 < 0,80				
$W =$	66,67	[cm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus	
$W_{net} =$	59,28	[cm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	13,93	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	4,00	<	13,93	verified (0,29)
$A_v =$	20,00	[cm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} =$	16,40	[cm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} =$	271,35	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	23,00	<	271,35	verified (0,08)

**Connection conforms to the code**

Ratio 0,82

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ

Οι σεισμοί θέτουν ένα ξεχωριστό τεχνικό πρόβλημα, αφού ένας δυνατός σεισμός αποτελεί τη δυσμενέστερη φόρτιση στην οποία είναι πιθανό να υποβληθούν οι περισσότερες κατασκευές, παρόλο που η πιθανότητα μιας δοσμένης κατασκευής να υποστεί ένα μεγάλο σεισμό είναι πολύ μικρή. Η βέλτιστη πρακτική προσέγγιση αυτού του συνδυασμού συνθηκών είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή έτσι, ώστε να αποφύγει την κατάρρευση στην περίπτωση του πιο ισχυρού πιθανού σεισμού.

Τα προβλήματα που εμπεριέχονται στην επαρκή αναπαράσταση της σεισμικής συμπεριφοράς κατά την ανάλυση της κατασκευής είναι πολυάριθμα, και πολλοί συνδυασμοί θα πρέπει να γίνουν ακόμα και στις πιο επιτηδευμένες αναλύσεις. Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Η κατανόηση των δυναμικών χαρακτηριστικών απόκρισης των κατασκευών είναι ουσιώδης προκειμένου να αποκομίσουμε το μέγιστο όφελος, ακόμα και από την απλούστερη μέθοδο σεισμικής ανάλυσης. Οι πολλές μέθοδοι που υπάρχουν για τον γραμμικό υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών εμπίπτουν σε δύο διακεκριμένες κατηγορίες:

- Ανάλυση με ισοδύναμα στατικά φορτία
- Δυναμική ανάλυση

Στην αντισεισμική μηχανική, η επιρροή της συμπεριφοράς του υλικού στην επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης αποτελεί πολύ σημαντικότερο θέμα απ' ότι στα προβλήματα της μη-σεισμικής μηχανικής. Το όλο πρόβλημα μπορεί να χωριστεί σε δύο κατηγορίες με βάση το αν η συμπεριφορά του υλικού χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή ή όλκιμη, δηλαδή αν μπορεί να θεωρηθεί σαν γραμμικά ελαστική ή ανελαστική. Τα υλικά της όλκιμης κατηγορίας είναι πιο ικανοποιητικά στην αντισεισμική συμπεριφορά από τα ψαθυρά λόγω της δυνατότητας ανελαστικής τους παραμόρφωσης, αλλά είναι για τον ίδιο λόγο λιγότερο βολικά στην ανάλυσή τους. Παρατηρώντας τον παρακάτω πίνακα μπορούμε να πούμε ότι για τις κανονικές χαλύβδινες κατασκευές οι μέθοδοι (4) και (5) μπορούν να θεωρηθούν ικανοποιητικές λόγω της υψηλής πλαστιμότητας του χάλυβα.

Πίνακας 5.1 παραδοχές υπολογισμού

Συμπεριφορά ύλικου	Μέθοδος ανάλυσης	Σεισμική φόρτιση	Παραδοχές υπολογισμού
Γραμμικά ελαστική (ψαθυρή)	Ίσοδύναμη —στατική	Αύθαιρετα μειωμένη	(1) Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν τὴν ἐπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
	Γραμμική δυναμική	Αύθαιρετα μειωμένη	(2) Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν τὴν ἐπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
		Πλήρης	(3) Συνολική άντοχή, σὺν τὴν ἐπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
Ἄελαστική (πλάστιμη)	Ίσοδύναμη —στατική	Αύθαιρετα μειωμένη	(4) * Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν ἐπι- πρόσθετη αύθαιρετη πλαστιμό- τητα
	Γραμμική δυναμική	Αύθαιρετα μειωμένη	(5) * Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν ἐπι- πρόσθετη αύθαιρετη πλαστιμό- τητα
		Αύθαιρετα μειωμένη	(6) * Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν προσεγγιστική ἀνάλυση γιὰ τὴς ἀπαιτήσεις πλαστιμότητας
		Πλήρης	(7) Κατασκευή προοριζόμενη νά παραμείνει ελαστική, ἀλλά μὲ ἐπι- πρόσθετη συμβατική πλαστιμό- τητα
	Ἄελαστική δυναμική	Πλήρης	(8) Ἀπαιτήσεις πλαστιμότητας ποὺ προκύπτουν ἀπὸ τὴς στροφές στὴς πλαστικές ἀρθρώσεις

## 5.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

### 5.1.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΣΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

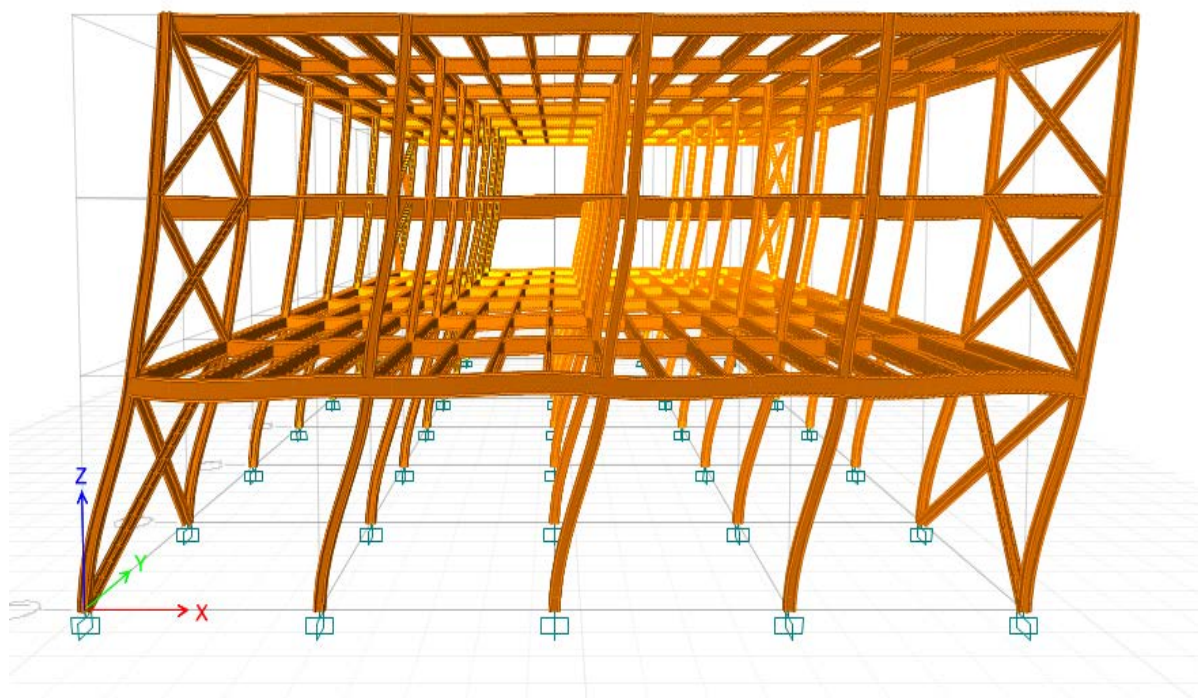
Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο EC-8. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών ΣΜ φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος (EC-8). Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Το σύνολο των ιδιομορφών ορίσθηκε 36 και σε ότι

αφορά τη μεθοδολογία στη φασματική ανάλυση που έτρεξε το ETABS η σεισμική απόκριση υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας πλήρη τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων (CQC, Complete Quadratic Combination) .

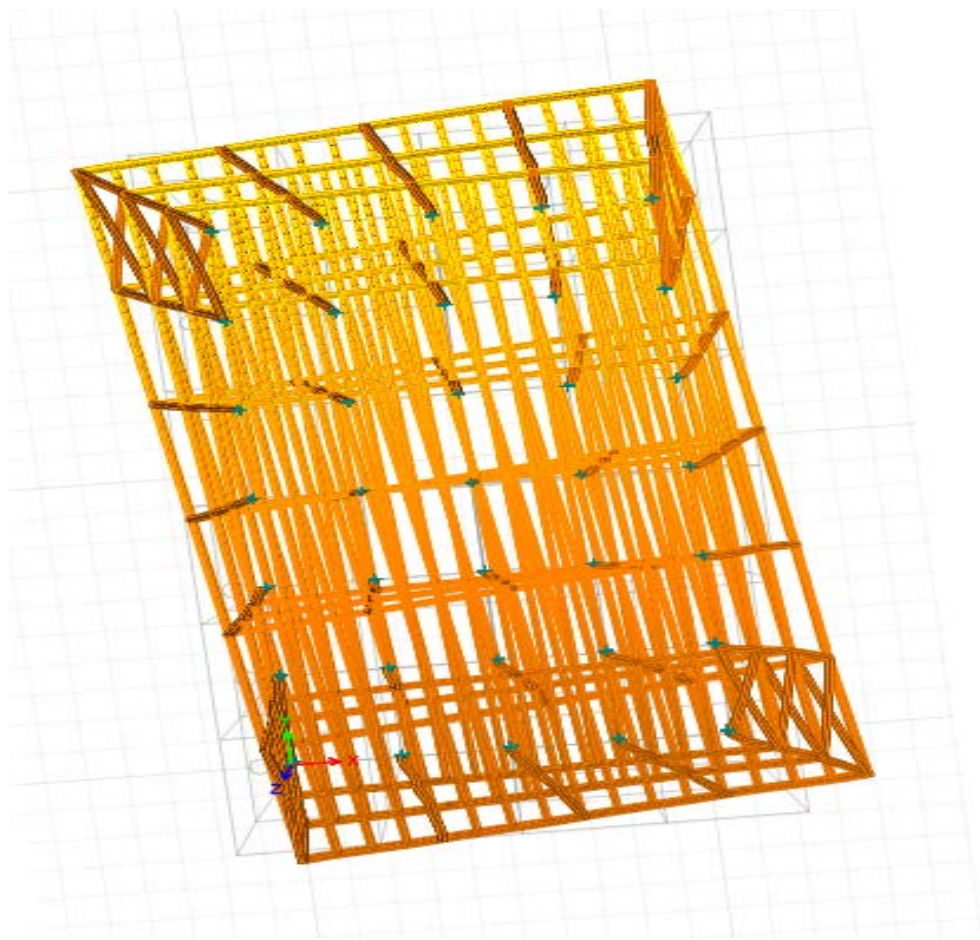
Για την εφαρμογή της δυναμικής ανάλυσης ( Response Spectrum Analysis ) απαιτείται πρώτα η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής μας , η οποία θα μας βοηθήσει αρχικά να κατανοήσουμε τον τρόπο ταλάντωσης της κατασκευής μας .Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης ( Modal Analysis ) που προέκυψαν , παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα :

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης ( modal analysis ) που προέκυψαν , παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα :

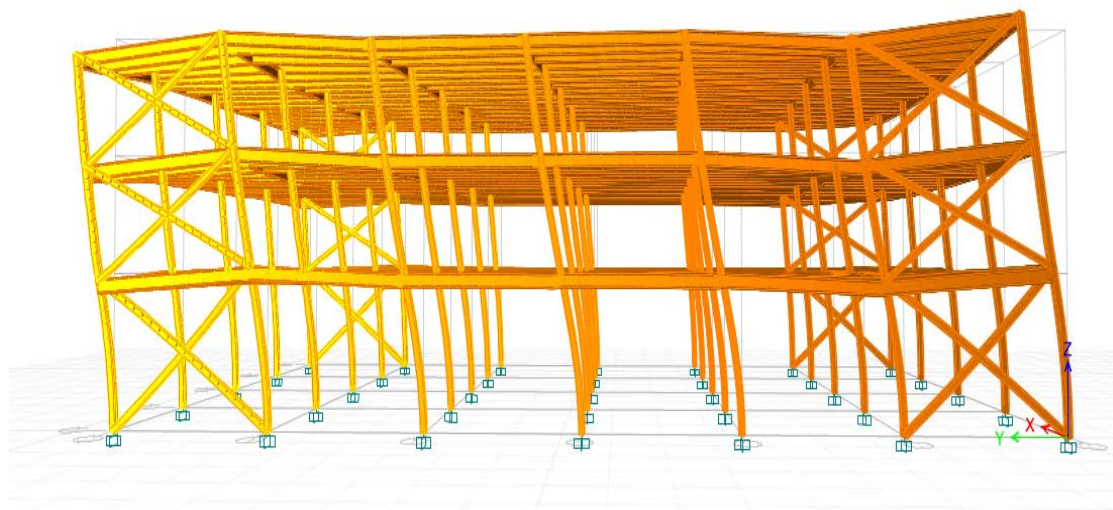
Η πρώτη , η δεύτερη και η τρίτη ιδιομορφή απεικονίζεται στα ακόλουθα σχήματα :



Σχήμα 5.1 Πρώτη (1<sup>η</sup>) Ιδιομορφή Κατά Χ T1=1.209 sec



Σχήμα 5.2 Δεύτερη (2<sup>η</sup>) Ιδιομορφή Στρεπτική  $T_2=0.509$  sec



Σχήμα 5.3 Τρίτη (3<sup>η</sup>) Ιδιομορφή Κατά Y  $T_3=0,454$  sec



Η πρώτη ιδιομορφή αντιστοιχεί σε μετάθεση κατά τη διεύθυνση Χ με ιδιοπερίοδο  $T1 = 1,209\text{sec}$  , η δεύτερη σε στροφή περι τον κατακόρυφο άξονα ( στρεπτική ) με ιδιοπερίοδο  $T2 = 0,509\text{ sec}$  και η τρίτη σε μετάθεση κατά τη διεύθυνση Υ με ιδιοπερίοδο  $T3 = 0,454\text{ sec}$ .

Οι παράμετροι σεισμικής ανάλυσης είναι οι εξής :

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους :  $A = 0,24g$  ( ΖΩΝΗ ΙΙ )

Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma_i = 1,0$

Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων :  $T_b = 0,15\text{ sec}$  ,  $T_c = 0,5\text{ sec}$  ,  $T_d = 2\text{ sec}$  ( Έδαφος κατηγορίας Β )

Συντελεστής Συμπεριφοράς :  $\alpha_x = 4,5$   $\alpha_y = 4$

Οι βαθμοί ελευθερίας της κατασκευής ορίζονται 3 ανά στάθμη ορόφου, δηλαδή συνολικά 9 για το 3όροφο κτήριο μας. Το απαιτούμενο ποσοστό ενεργοποίησης της ταλαντούμενης μάζας πρέπει να είναι μεγαλύτερο ή ίσο του 90% της συνολικής μάζας του κτηρίου, κάτι το οποίο ικανοποιείται αφού για τις συνολικά 36 ιδιομορφές προκύπτει 98% και για τις τρεις διευθύνσεις.

Πίνακας 5.1 Συμμετοχή Ιδιομορφικών Μαζών

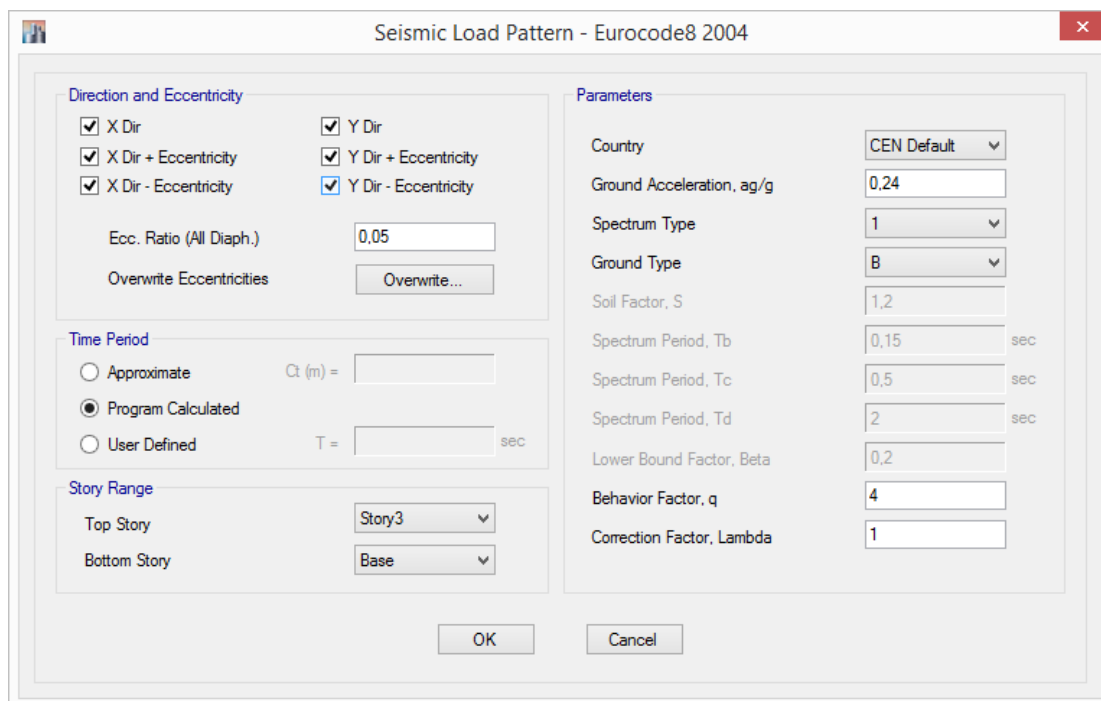
TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	1,209	0,9492	6,25E-06	0	0,9492	6,25E-06	0
Modal	2	0,509	0,0011	0,1591	0	0,9502	0,1591	0
Modal	3	0,454	0,0002	0,7049	0	0,9504	0,8641	0
Modal	4	0,373	0,0442	0,000027	0	0,9946	0,8641	0
Modal	5	0,216	0,0051	0	0	0,9997	0,8641	0
Modal	6	0,18	0	7,80E-06	0	0,9997	0,8641	0
Modal	7	0,18	0	0	0	0,9997	0,8641	0
Modal	8	0,18	5,23E-07	4,31E-05	0	0,9997	0,8641	0
Modal	9	0,18	1,27E-06	0	0	0,9997	0,8641	0
Modal	10	0,18	3,11E-05	1,36E-06	0	0,9998	0,8641	0
Modal	11	0,17	2,41E-05	0,0215	0	0,9998	0,8856	6,32E-07

Modal	12	0,164	0	0	0,0119	0,9998	0,8856	0,0119
Modal	13	0,164	0	0,0001	8,56E-07	0,9998	0,8857	0,0119
Modal	14	0,164	0	0	0,0004	0,9998	0,8857	0,0123
Modal	15	0,163	6,04E-07	0,0017	1,12E-06	0,9998	0,8874	0,0123
Modal	16	0,163	0	0	0,007	0,9998	0,8874	0,0193
Modal	17	0,16	0	0	0	0,9998	0,8874	0,0193
Modal	18	0,16	0	4,75E-05	0	0,9998	0,8874	0,0193
Modal	19	0,16	5,23E-07	2,31E-06	0	0,9998	0,8874	0,0193
Modal	20	0,16	0	1,86E-05	0	0,9998	0,8875	0,0193
Modal	21	0,16	1,60E-05	3,55E-05	0	0,9998	0,8875	0,0193
Modal	22	0,152	2,98E-06	0,0859	0	0,9998	0,9734	0,0193
Modal	23	0,149	0	1,58E-05	0	0,9998	0,9734	0,0193
Modal	24	0,149	0	8,03E-06	0	0,9998	0,9734	0,0193
Modal	25	0,149	0	1,06E-05	0	0,9998	0,9734	0,0193
Modal	26	0,149	0	0	0	0,9998	0,9734	0,0193
Modal	27	0,149	0	0,0016	0	0,9998	0,975	0,0193
Modal	28	0,147	0	0	0,0006	0,9998	0,975	0,0199
Modal	29	0,147	0	0	0	0,9998	0,975	0,0199
Modal	30	0,147	0	0	1,93E-05	0,9998	0,975	0,0199
Modal	31	0,147	0	0	0,0002	0,9998	0,975	0,02
Modal	32	0,146	0	0,0058	0	0,9998	0,9807	0,02
Modal	33	0,143	0	5,02E-06	0	0,9998	0,9807	0,02
Modal	34	0,143	0	0	0	0,9998	0,9807	0,02
Modal	35	0,143	1,37E-06	8,07E-07	0	0,9998	0,9807	0,02
Modal	36	0,143	1,46E-06	0	0	0,9998	0,9807	0,02

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>								
Case	Mode	Period	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	1,209	0	0,0078	0,0007	0	0,0078	0,0007
Modal	2	0,509	0,0015	0,0001	0,7203	0,0015	0,008	0,721

Modal	3	0,454	0,0068	0,0001	0,1607	0,0082	0,008	0,8817
Modal	4	0,373	1,92E-06		0,0028	0,0082	0,1299	0,8845
Modal	5	0,216	0	0,0043	7,56E-06	0,0082	0,1342	0,8845
Modal	6	0,18	2,17E-06	0,00001744	0,0001	0,0082	0,1342	0,8846
Modal	7	0,18	0	6,62E-06	0	0,0082	0,1342	0,8846
Modal	8	0,18	0,00001481	0,00001178	0,0007	0,0083	0,1342	0,8853
Modal	9	0,18	0	0,0005	2,15E-06	0,0083	0,1347	0,8853
Modal	10	0,18	0	0,0089	7,98E-06	0,0083	0,1436	0,8853
Modal	11	0,17	0,0049	0,00002368	0,0821	0,0132	0,1437	0,9674
Modal	12	0,164	1,19E-06	0	0	0,0132	0,1437	0,9674
Modal	13	0,164	0,0041	0	0,0001	0,0172	0,1437	0,9675
Modal	14	0,164	0	0	0	0,0172	0,1437	0,9675
Modal	15	0,163	0,0043	0	0,0027	0,0216	0,1437	0,9702
Modal	16	0,163	0	0	0	0,0216	0,1437	0,9702
Modal	17	0,16	0	0	0	0,0216	0,1437	0,9702
Modal	18	0,16	0,00002461	0	0,0001	0,0216	0,1437	0,9703
Modal	19	0,16	1,16E-06	9,24E-07	4,78E-06	0,0216	0,1437	0,9703
Modal	20	0,16	8,94E-06	0	3,57E-06	0,0216	0,1437	0,9703
Modal	21	0,16	0,00001768	6,01E-06	0,00004694	0,0216	0,1437	0,9703
Modal	22	0,152	0,0197	0,00003439	0,0154	0,0413	0,1437	0,9857
Modal	23	0,149	2,14E-06	0,0025	5,95E-06	0,0413	0,1462	0,9857
Modal	24	0,149	1,14E-06	0,0003	3,02E-06	0,0413	0,1464	0,9857
Modal	25	0,149	1,68E-06	0,0289	3,94E-06	0,0413	0,1753	0,9857
Modal	26	0,149	0	0,0166	0	0,0413	0,1919	0,9857
Modal	27	0,149	0,0003	0,0002	0,0009	0,0416	0,1921	0,9866
Modal	28	0,147	0	0	0	0,0416	0,1921	0,9866
Modal	29	0,147	0,0001	0	0	0,0417	0,1921	0,9866
Modal	30	0,147	0	0	0	0,0417	0,1921	0,9866
Modal	31	0,147	0	0	0	0,0417	0,1921	0,9866
Modal	32	0,146	0,0018	2,35E-06	0,0007	0,0435	0,1921	0,9873
Modal	33	0,143	0	0	0,00002427	0,0435	0,1921	0,9873
Modal	34	0,143	0	0,0001	0	0,0435	0,1921	0,9873
Modal	35	0,143	0	0,1368	5,37E-06	0,0435	0,329	0,9874
Modal	36	0,143	0	0,1277	7,38E-07	0,0435	0,4566	0,9874

Εν συνεχεία ορίζουμε στο πρόγραμμα τις παραμέτρους εφαρμογής της δυναμικής ανάλυσης. Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται ίση με  $0,05 \cdot L$  και στις δύο διευθύνσεις ( $L_x, L_y$ ), μέσω μετατόπισης της μάζας και ορίσθηκε στο πρόγραμμα όπως φαίνεται στην εικόνα παρακάτω :



Σχήμα 5.4 Ορισμός Τυχηματικής Εκκεντρότητας  $e_x$  και  $e_y$

Οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών  $M_{ai}$  περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου  $i$  :

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

Όπου

$M_{ai}$  είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονά του

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου  $i$  στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που δρά στον όροφο  $i$ , σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της  $e_{ai}$

### 5.1.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης μπορεί να εφαρμοσθεί όταν :

- Οι θεμελιώδεις περίοδοι ταλάντωσης  $T_1$  , στις δύο κύριες διευθύνσεις , είναι μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές  
 $T_1 \leq 4T_c = 4 * 0,50 = 2 \text{ sec}$   
 $T_1 \leq 2 \text{ sec}$   
ΔΕΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
- Ικανοποιούνται τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

Συνεπώς επιλέγεται η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης ( Response Spectrum Analysis ).

### 5.1.3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη για τις οριζόντιες συνιστώσες  $x$  και  $y$  της σεισμικής δράσης προσδιορίστηκαν με τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας των ιδιομορφών. Ειδικότερα :

$$E_x = \sqrt{(\sum E_{xi}^2)}$$

$$E_y = \sqrt{(\sum E_{yi}^2)}$$

Όπου  $E_i$  συμβολίζουν τα μεγέθη έντασης και παραμόρφωσης που αντιστοιχούν στην  $i$  ιδιομορφή.

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης δεν απαιτείται να ληφθεί υπόψη.

Για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες εφαρμόστηκαν οι συνδυασμοί:

$$E = E_x + 0,3 E_y$$

$$E = E_y + 0,3 E_x$$

Ο σεισμικός συνδυασμός γράφεται ως ακολούθως:

$$R_{spx} = G + 0,3Q \pm E_x \pm 0,3E_y$$

$$R_{spxy} = G + 0,3Q \pm E_y \pm 0,3 E_x$$

**Load Combination Data**

**General Data**

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	0,3
fasmx	1
fasmay	0,3

**Load Combination Data**

**General Data**

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	0,3
fasmx	0,3
fasmay	1

Σχήμα 5.5 Ορισμός σεισμικών συνδυασμών

Το πρόγραμμα αυτομάτως λαμβάνει και τους συνδυασμούς με τα αντίθετα πρόσημα (+ / - ) .

#### 5.1.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΙΡΡΟΩΝ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ

Σε κάθε όροφο προσδιορίζεται ο δείκτης  $\theta$

$$\theta = \frac{P_{tot} * dr * 100\%}{V_{tot} * \Delta h}$$

Όπου

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

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

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

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

$dr$  είναι η σχετική μετακίνηση του κέντρου βάρους των πλακών των ορόφων

Θα προσδιορισθούν οι δείκτες  $\theta_x$  και  $\theta_y$  για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού. Λαμβάνεται όπως ήδη έχει αναφερθεί  $\alpha_x = 4,5$   $\alpha_y = 4$  . Ο υπολογισμός φαίνεται στον παρακάτω πίνακα :

#### ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ ΚΑΤΑ Υ

Πίνακας 5.2 Απόκριση κατά τον σεισμικό συνδυασμο X

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Shear x	Shear y	Ptot	$\theta_x$	$\theta_y$
	m		cm	cm	KN	KN	KN	KN	KN
Story3	15	Top	3,417	0,531	773	747	6720	0,012267	0,003339
Story2	10,5	Top	2,782	0,364	1385	1360	13440	0,022492	0,004019
Story1	6	Top	1,739	0,181	1832	1660	20160	0,031894	0,003664
Base	0	Top	0	0	0	0	0	0	0
							max $\theta$	0,031894	0,004019

Πίνακας 5.3 Απόκριση κατά τον σεισμικό συνδυασμό Y

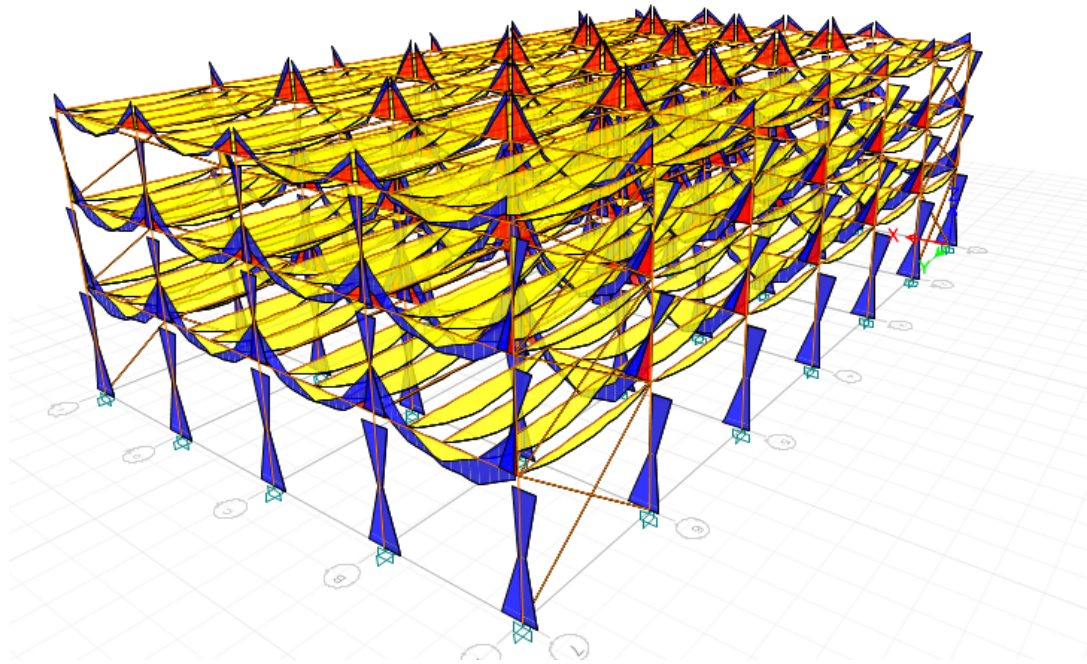
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Shear x	Shear y	Ptot	$\theta_x$	$\theta_y$
	m		cm	cm	KN	KN	KN	KN	KN
Story3	15	Top	2,23	0,828	483	1316	6720	0,014408	0,002996
Story2	10,5	Top	1,764	0,564	795	2395	13440	0,024983	0,003554
Story1	6	Top	1,099	0,279	1059	2927	20160	0,034869	0,003203
Base	0	Top	0	0	0	0	0	0	0
							max $\theta$	0,034869	0,003554

Παρατηρείται ότι και για τις δύο διευθύνσεις και σε όλους τους ορόφους είναι  $\theta < 0,10$ , οπότε οι επιρροές 2<sup>ας</sup> τάξεως επιτρέπεται να αγνοηθούν.

## 5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ

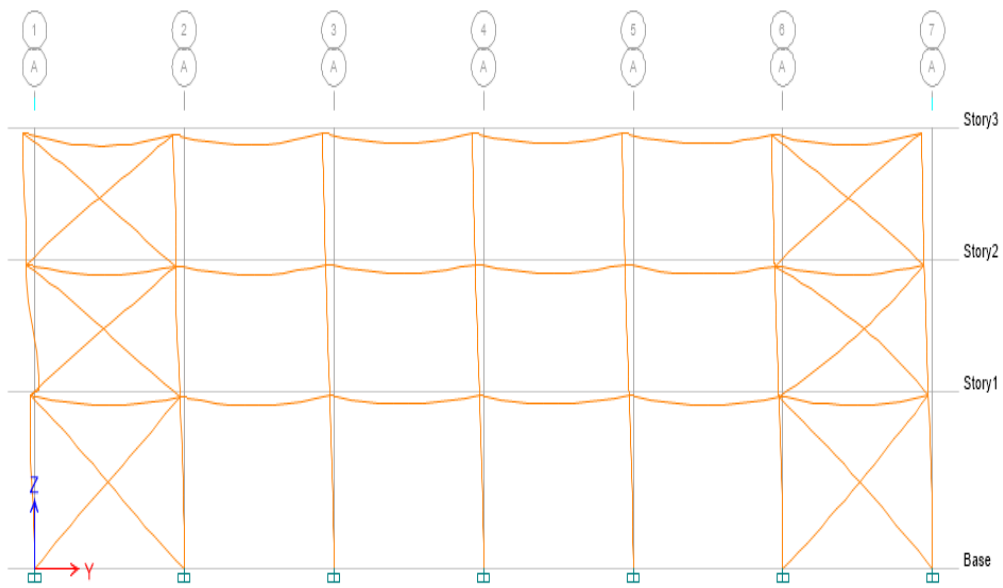
Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς παρουσιάζονται παρακάτω. Τα σχετικά εντατικά μεγέθη λόγω των σεισμικών δράσεων  $E_x + 0,3 * E_y$  ή  $E_y + 0,3 * E_x$  και των αντίστοιχων υπολοίπων δράσεων που ανήκουν στο σεισμικό συνδυασμό (G + 0,3 Q) δίνονται στα σχήματα που ακολουθούν:

### 5.2.1 Συνδυασμός RSPX + 0,3 RSPY + G + 0,3Q και αποτελέσματα ανάλυσης

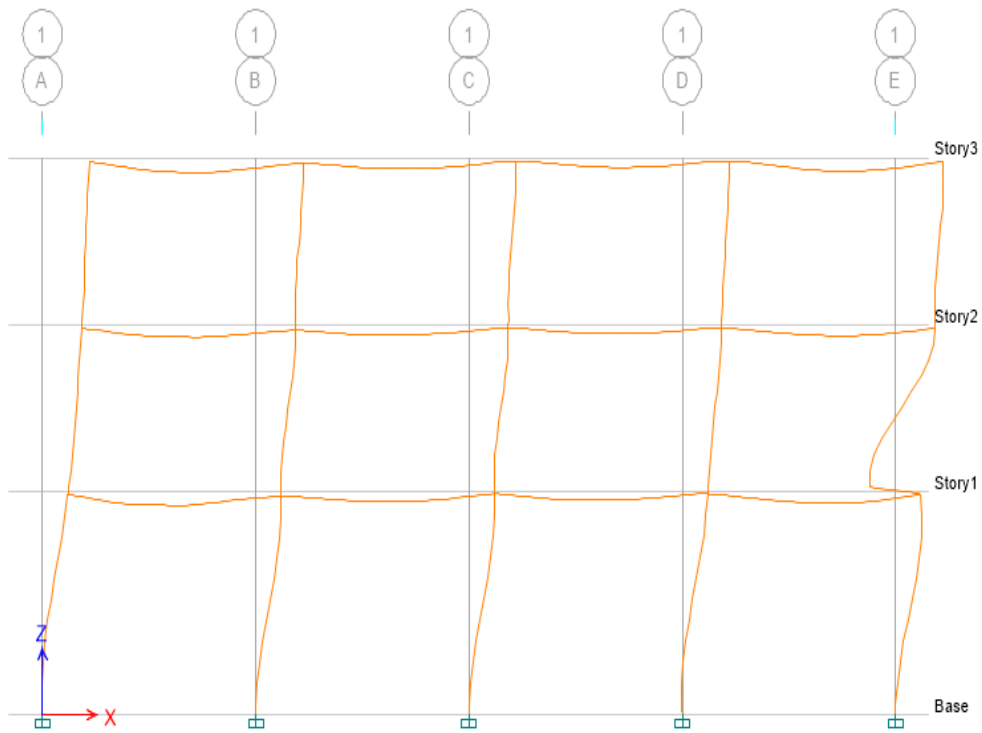


Σχήμα 5.6 3D απεικόνιση εντατικών μεγεθών

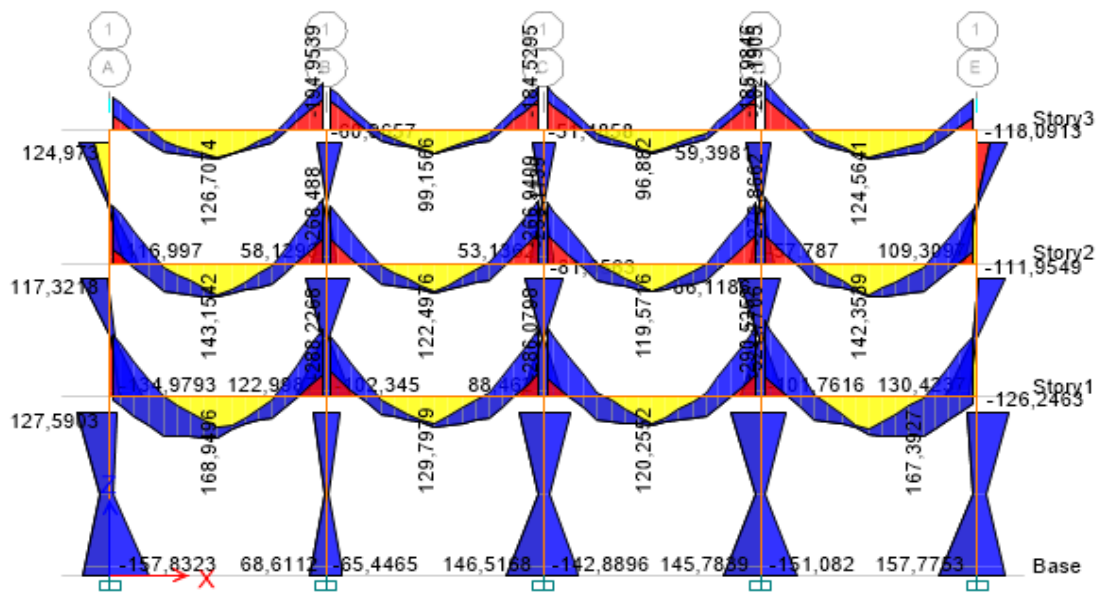




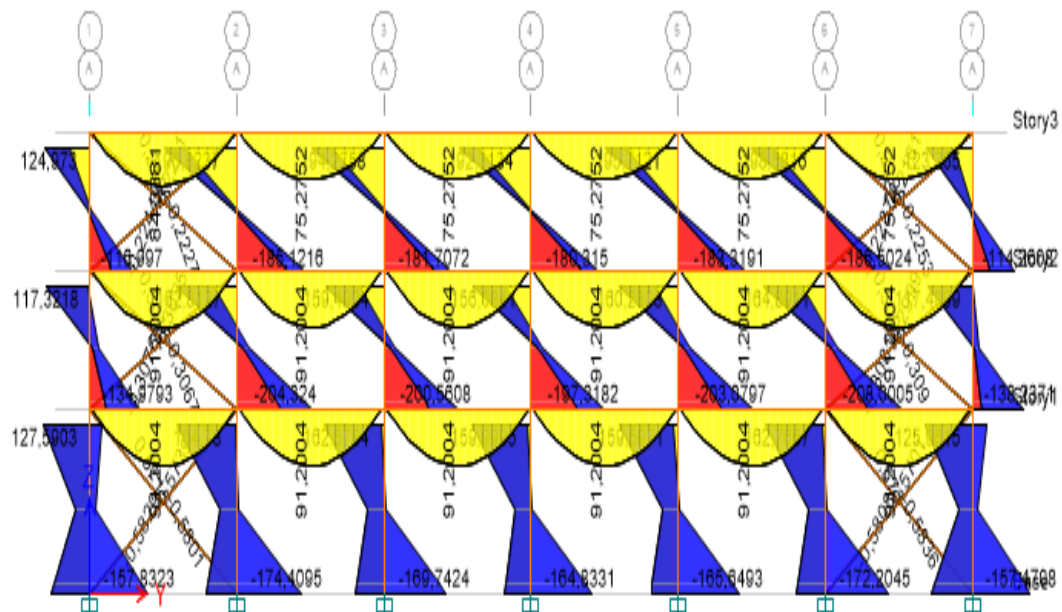
Σχήμα 5.7 Απόλυτες παραμορφώσεις κατά Y



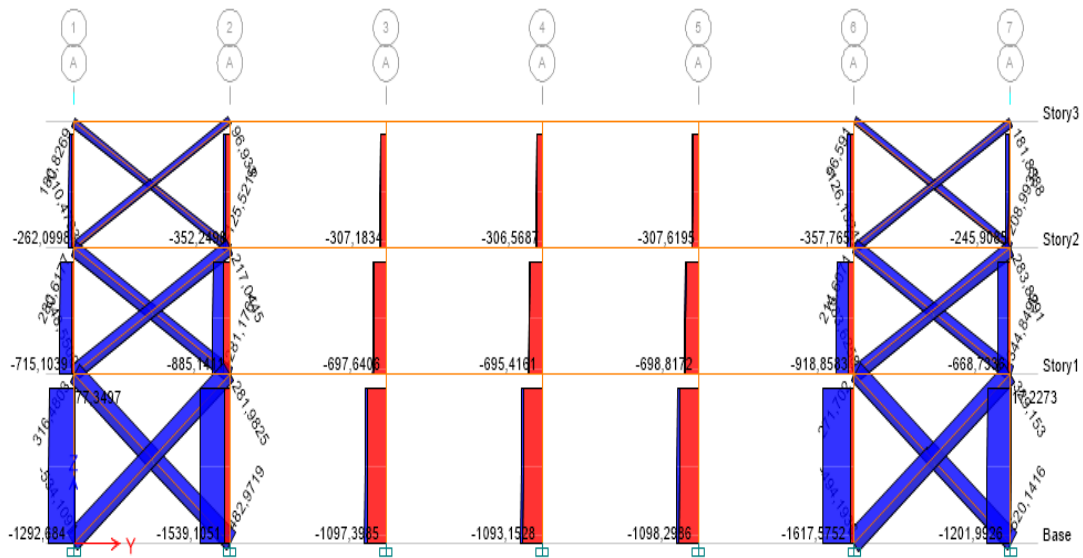
Σχήμα 5.8 Απόλυτες παραμορφώσεις κατά X



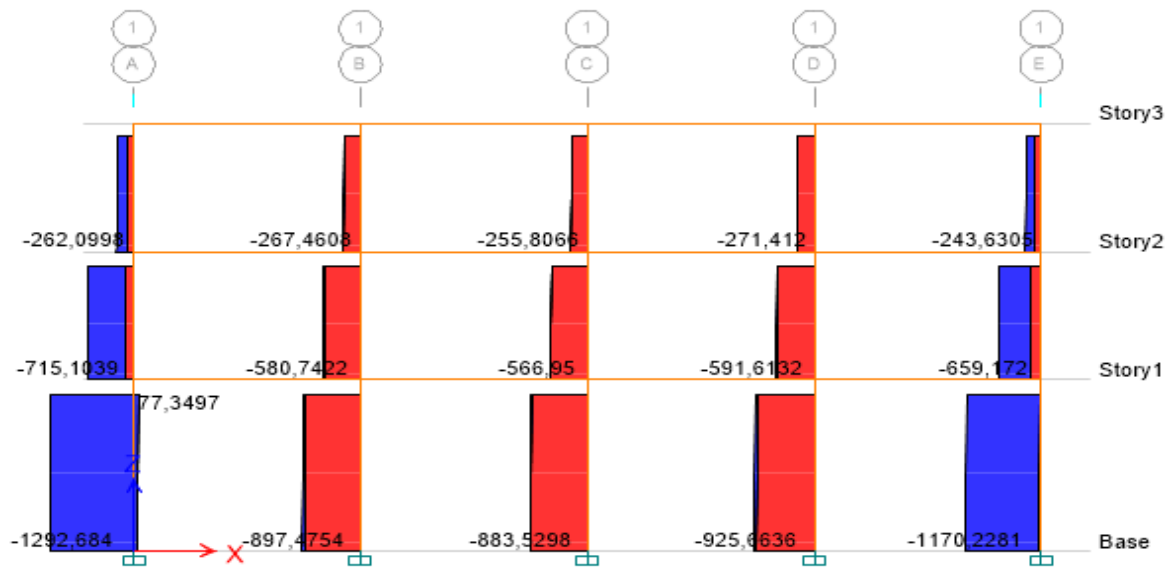
Σχήμα 5.9 Διάγραμμα Ροπών Πλαισίου κατά Χ



Σχήμα 5.10 Διάγραμμα Ροπών Πλαισίου κατά Υ

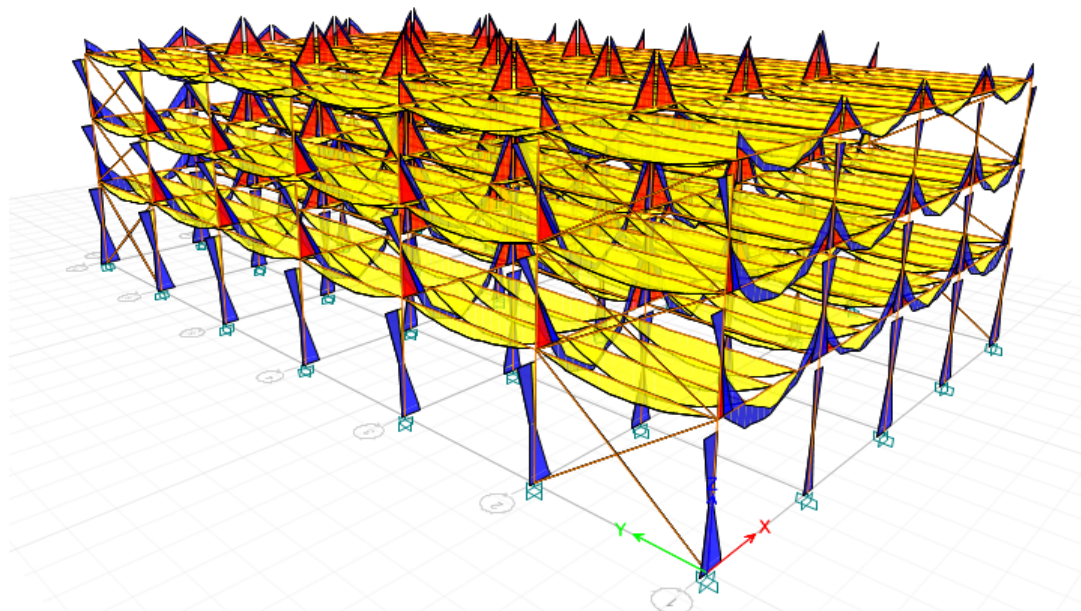


Σχήμα 5.11 Διάγραμμα Αξονικών Πλαισίου κατά Y

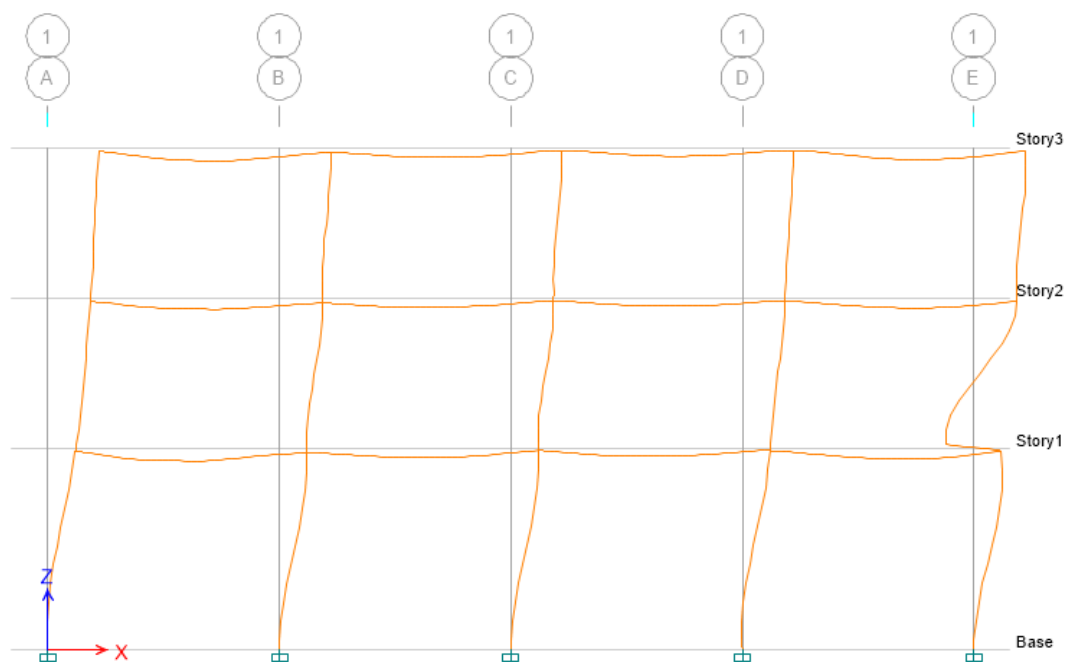


Σχήμα 5.12 Διάγραμμα Αξονικών Πλαισίου κατά X

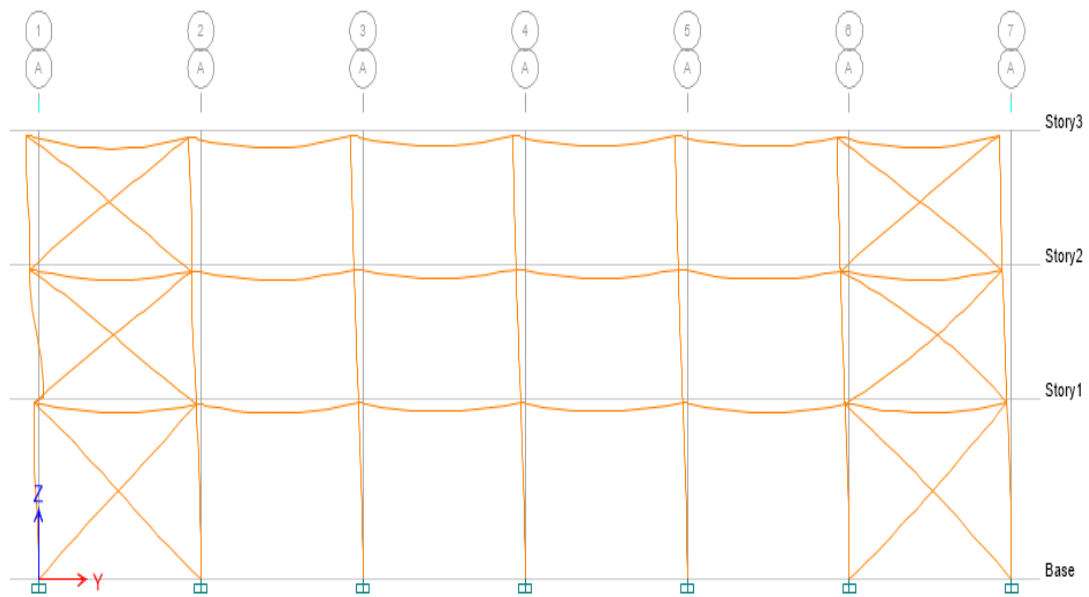
### 5.2.2 Συνδυασμός $RSPY + 0,3 RSPX + G + 0,3Q$ και αποτελέσματα ανάλυσης



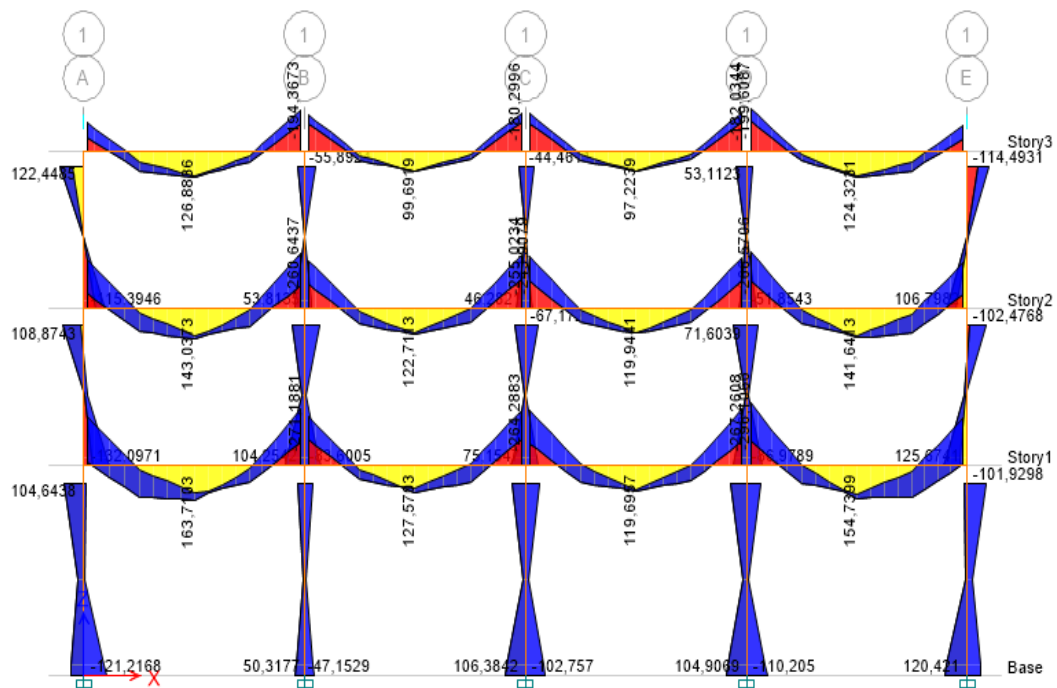
Σχήμα 5.13 3D απεικόνιση εντατικών μεγεθών



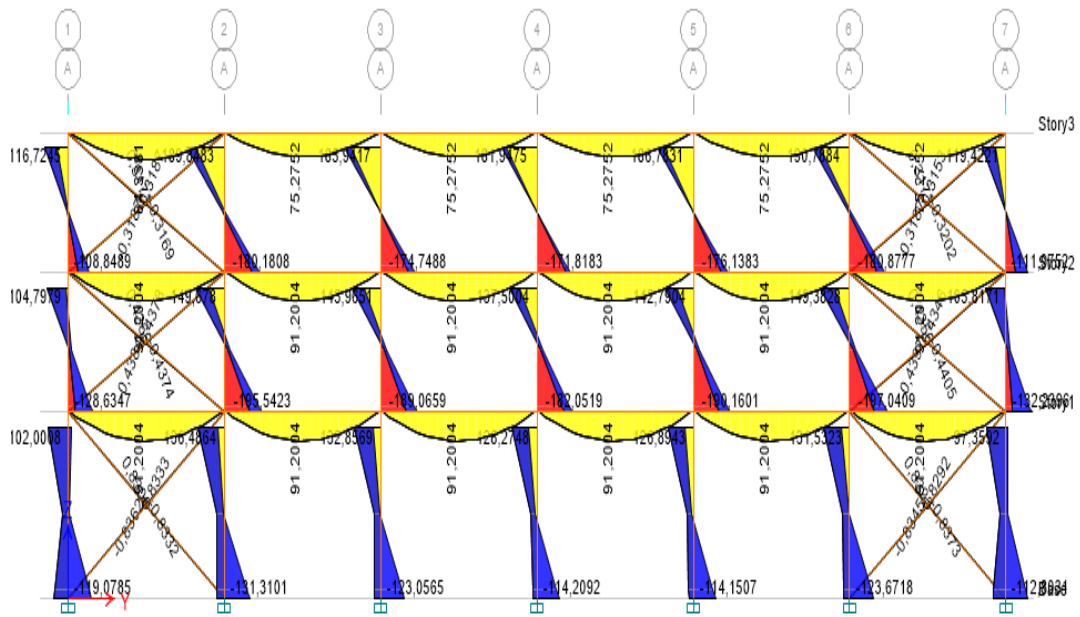
Σχήμα 5.14 Απόλυτες παραμορφώσεις κατά X



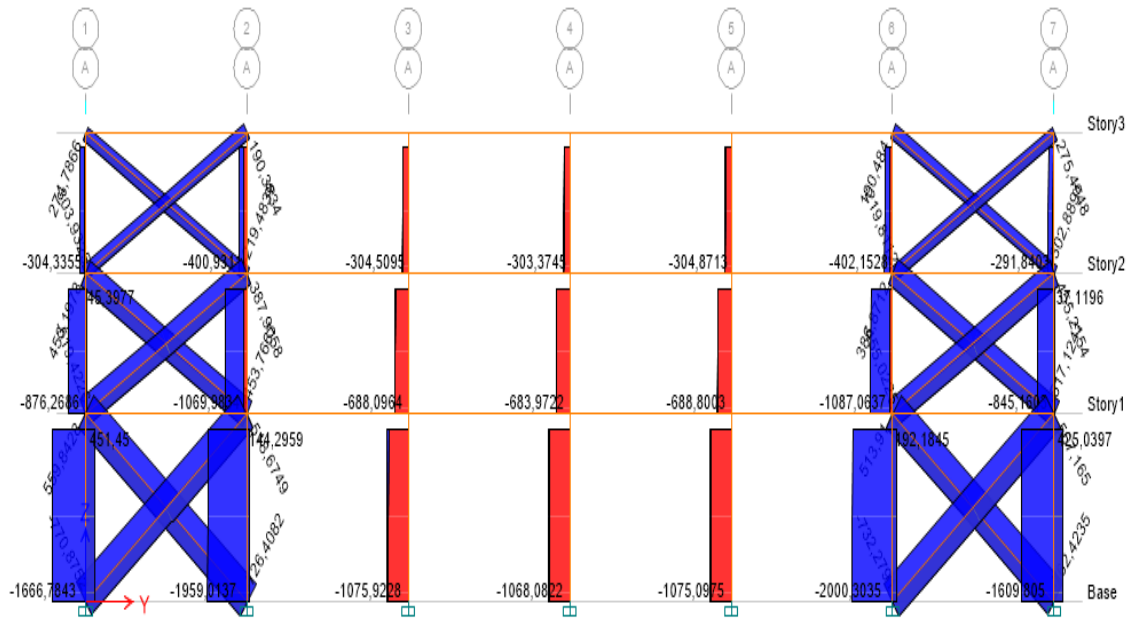
Σχήμα 5.15 Απόλυτες παραμορφώσεις κατά Y



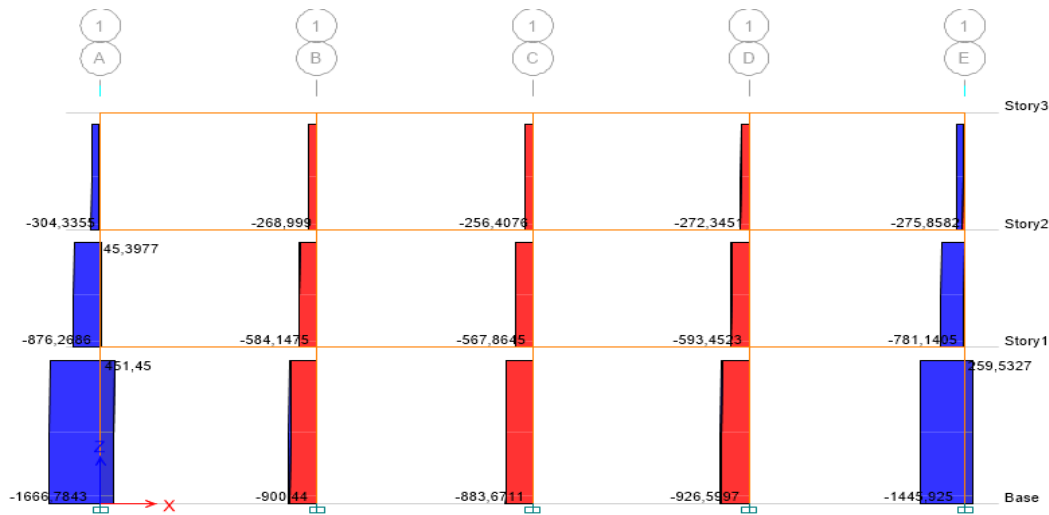
Σχήμα 5.16 Διάγραμμα Ροπών Πλαισίου κατά X



Σχήμα 5.17 Διάγραμμα Ροπών Πλαισίου κατά Y



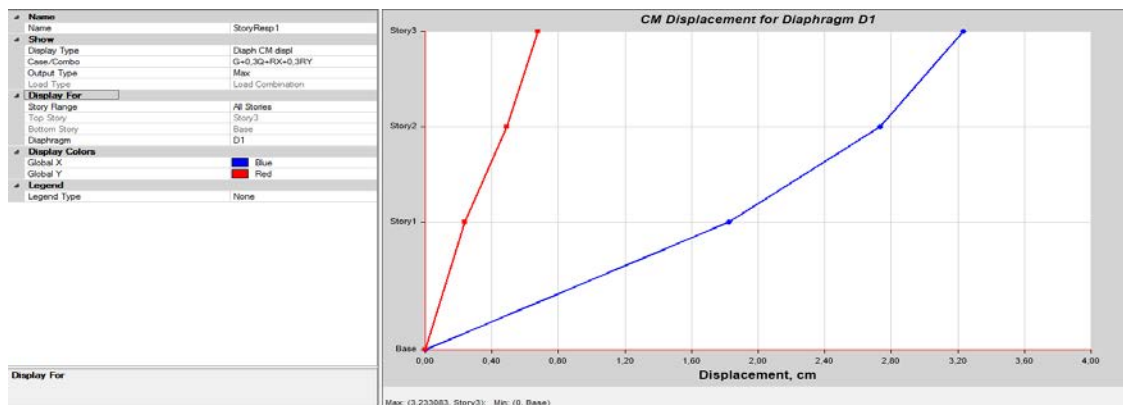
Σχήμα 5.18 Διάγραμμα Αξονικών Πλαισίου κατά Y



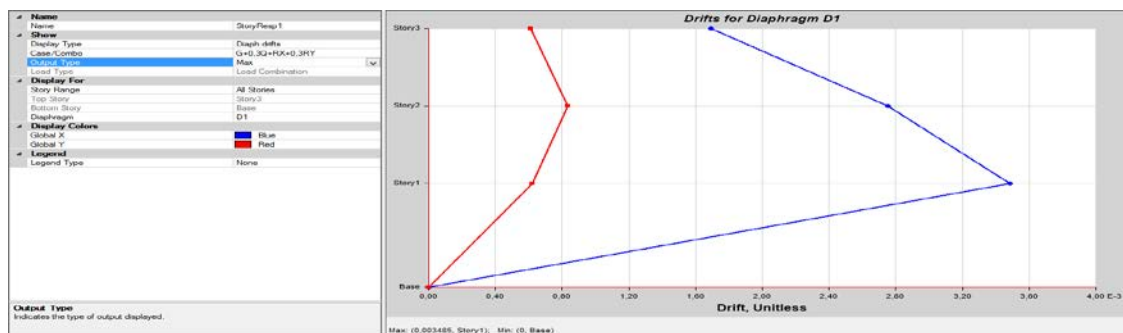
Σχήμα 5.19 Διάγραμμα Αξονικών Πλαισίου κατά Χ

### 5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

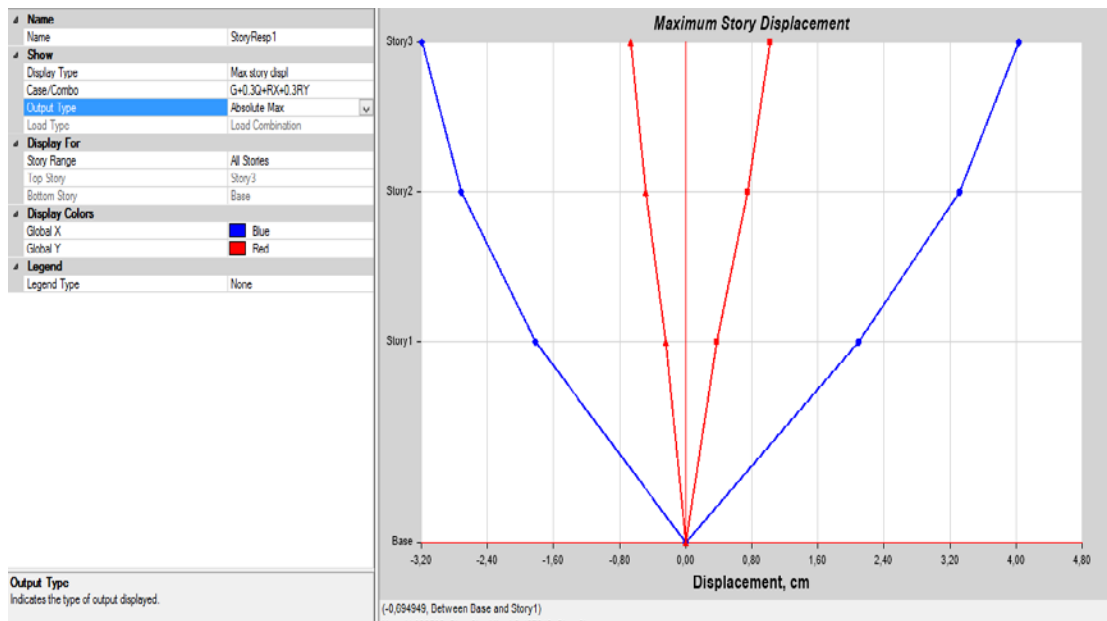
- Παρακάτω παρατείνονται τα αποτελέσματα απόκρισης της κατασκευής ( story response ) για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό , ο οποίος και είναι ο  $\_RSPX + 0,3 RSPY + G + 0,3Q$  .



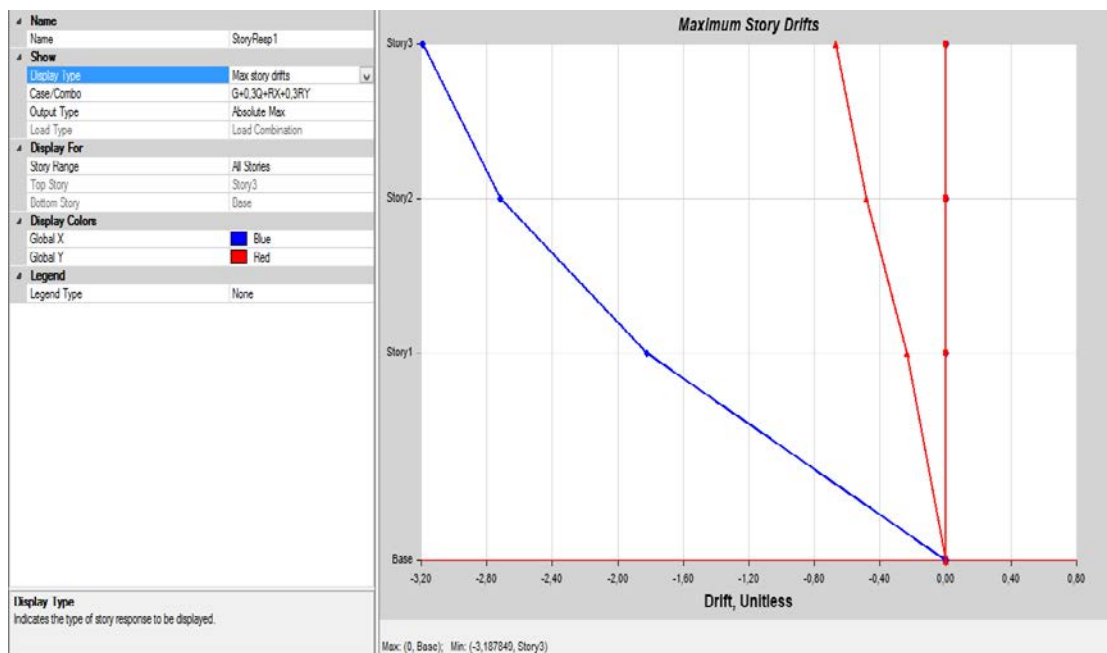
Σχήμα 5.20 Μετατοπίσεις Κέντρου Μάζας κάθε Διαγράμματος



Σχήμα 5.21 Drifts κάθε Διαγράμματος

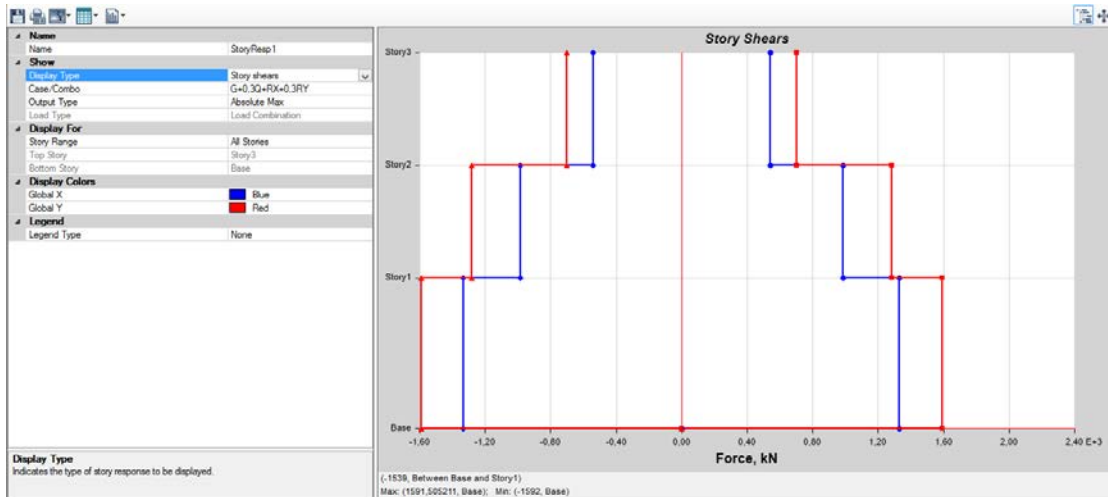


Σχήμα 5.22 Μέγιστες Μετατοπίσεις Ορόφων

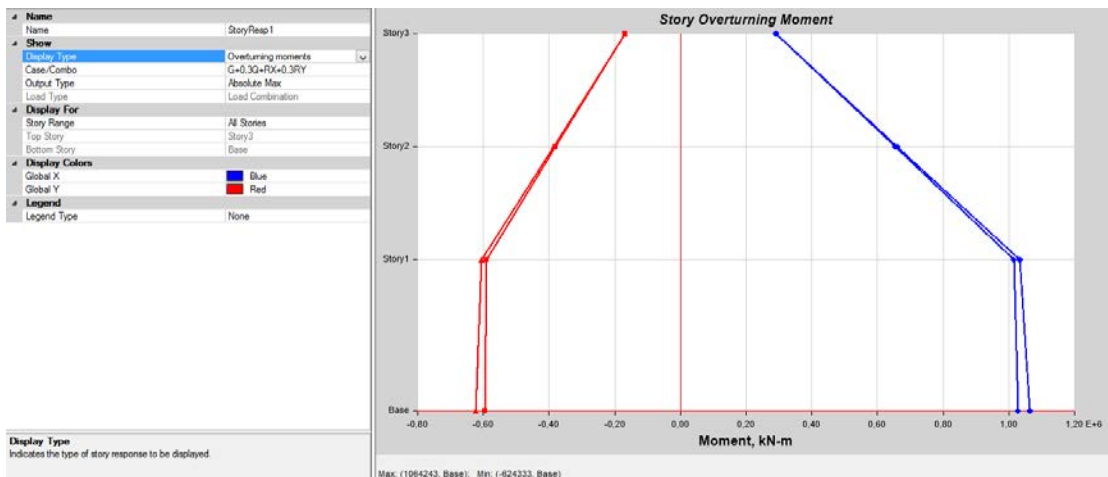


Σχήμα 5.23 Μέγιστα Drifts Ορόφων

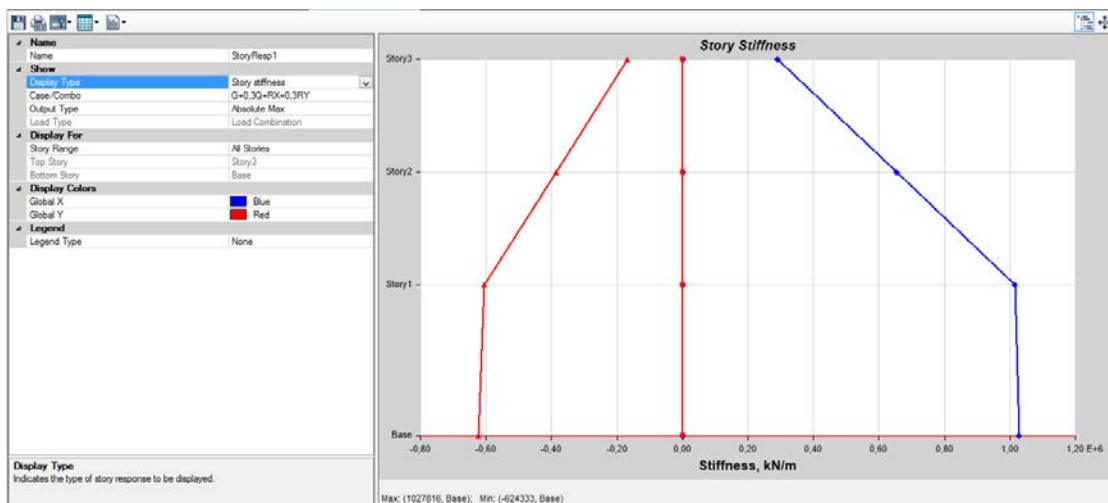




Σχήμα 5.24 Τέμνουσες Ορόφων



Σχήμα 5.25 Στρεπτικές Ροπές Ορόφων



Σχήμα 5.26 Δυσκαμψίες Ορόφων

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6° ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

### 6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Υπάρχουν περιπτώσεις για τις οποίες η ανάλυση των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία με την μέθοδο του φάσματος απόκρισης δεν είναι επαρκής. Ο πιο ακριβής τρόπος υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων που αναπτύσσονται σε μια κατασκευή στο σεισμό είναι η χρήση καταγραφών ισχυρής εδαφικής κίνησης και η εν χρόνω αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας. Αυτός είναι και ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς και μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Για παράδειγμα δυο κλασσικές περιπτώσεις για τις οποίες επιβάλλεται η χρήση αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης είναι :

- Η ανάλυση σημαντικών έργων (γέφυρες, φράγματα, μνημεία, κλπ.), για τα οποία η αυξημένη απαίτηση για ακρίβεια αποτελεσμάτων επιβάλλει την εκτέλεση μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων.
- Η ανάλυση των κατασκευών που βρίσκονται κοντά σε ενεργά ρήγματα. Όταν συμβαίνει αυτό απαιτείται συνεργασία με τεχνικούς σεισμολόγους και γεωτεχνικούς για την επιλογή και χρήση των κατάλληλων επιταχυνσιογραφήματων, καθώς τα συνήθη φάσματα δεν είναι αντιπροσωπευτικά στην περίπτωση αυτή.

Ο Ευρωκώδικας 8-μέρος 1 θέτει ορισμένες απαιτήσεις ως προς την επιλογή των επιταχυνσιογραφήματων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μη-γραμμικές αναλύσεις. Τα επιταχυνσιογραφήματα διαχωρίζονται σε καταγραφές σεισμικών γεγονότων και σε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Σε όποια από τις δυο περιπτώσεις επιλεγεί, ισχύουν οι κανόνες συνδυασμού της σεισμικής δράσης στις τρεις διευθύνσεις όπως ορίστηκαν στο κεφάλαιο 1, και άρα θα πρέπει να χρησιμοποιούνται τρία διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα στις τρεις διευθύνσεις. Όσον αφορά τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, η διάρκεια τους πρέπει να είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά των σεισμικών γεγονότων που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή, ενώ εάν δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία πρέπει να λαμβάνεται ως ελάχιστος χρόνος τα 10 sec. Επίσης θα πρέπει να γίνονται αναλύσεις με τουλάχιστον τρία διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα σε κάθε διεύθυνση για τα οποία η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή  $ag \cdot S$  για την θέση που εξετάζεται και επιπλέον στην περιοχή περιόδων μεταξύ  $0,2T_1$  και  $2T_1$ , όπου  $T_1$  είναι θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης με απόσβεση 5%.

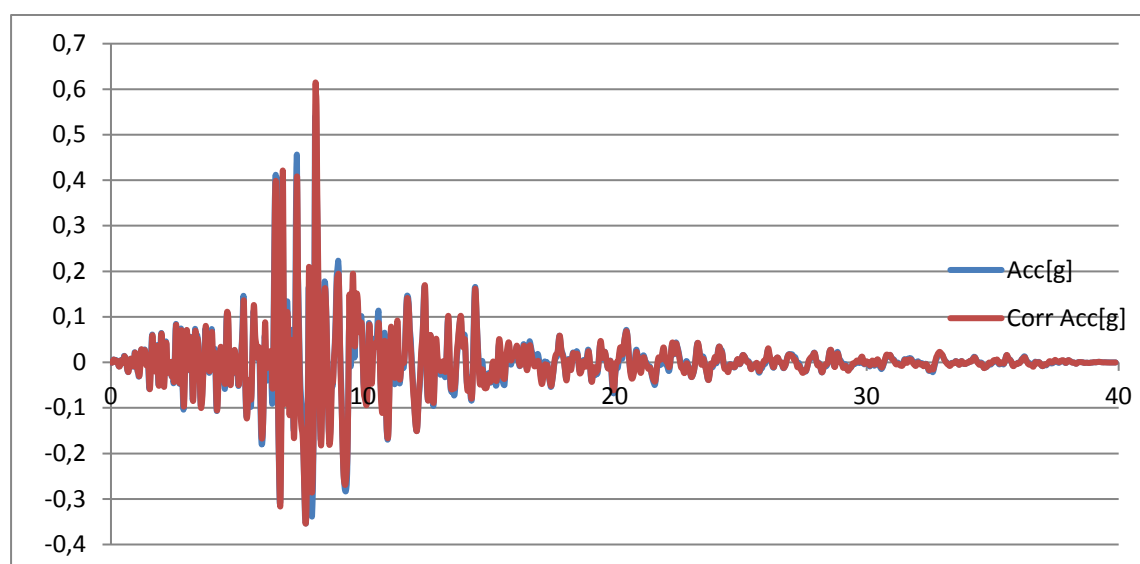
Όταν χρησιμοποιούνται χρονοϊστορίες από καταγραφές σεισμών, τα δείγματα που λαμβάνονται πρέπει να είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σειсмоγεννητικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου

και οι τιμές τους να έχουν υποστεί κλιμακώσεις για να ισχύουν οι προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

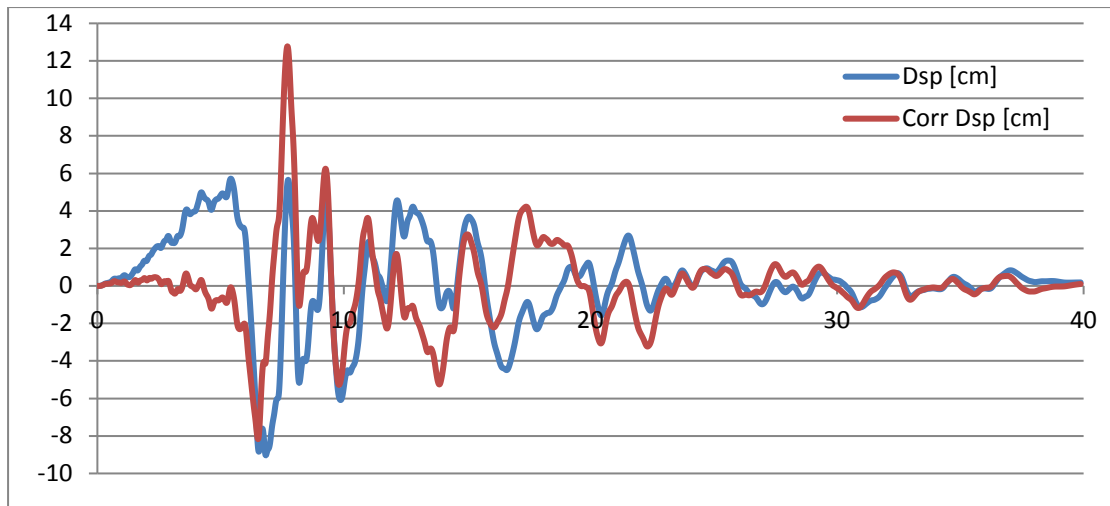
Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της χώρας μας, για την διαστασιολόγηση νέων κτηρίων, η χρησιμοποίηση μη-γραμμικών μεθόδων σεισμικής ανάλυσης επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας. Τα αποτελέσματα αυτά δεν επιτρέπεται όμως να μειωθούν με χρήση ευνοϊκότερων αποτελεσμάτων μη-γραμμικής μεθόδου σεισμικής ανάλυσης, με εξαίρεση τις περιπτώσεις κτηρίων με σεισμική μόνωση, ή για αποτίμηση της συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ενισχυόμενων κτηρίων. Θα επιβάλλουμε δύο επιταχυνσιογραφήματα στην κατασκευή μας ένα κοντινού πεδίου και ένα δεύτερο μακρυνού. Οι μέθοδοι ανάλυσης είναι ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων ( frequency domain ) και απευθείας χρονική ολοκλήρωση ( direct time integration ) .

## 6.2 ΣΕΙΣΜΟΣ Northridge

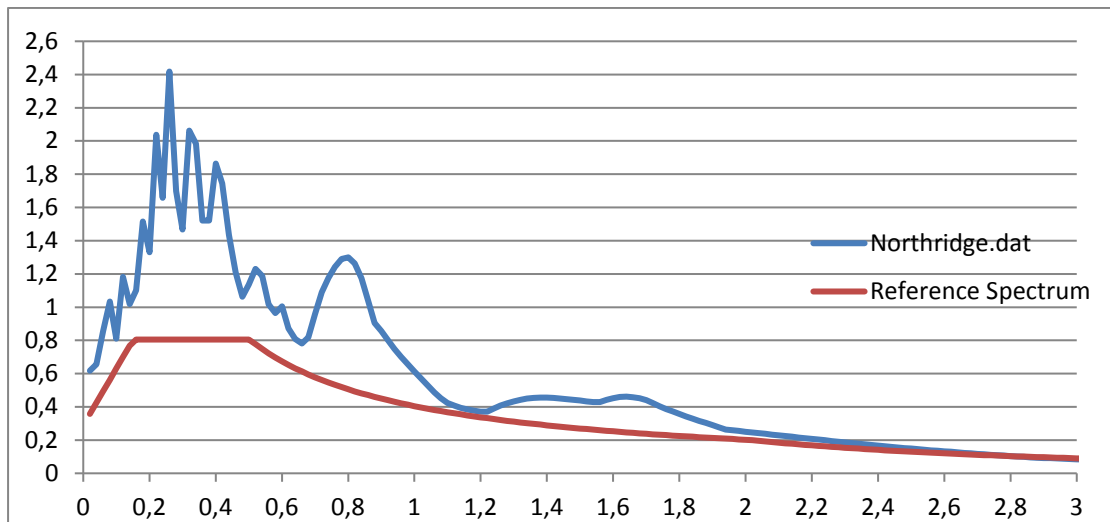
Ο πρώτος σεισμός είναι ο σεισμός Northridge που συνέβη στο Los Angeles, California των ΗΠΑ το 1994 και είχε μέγεθος 6,7 Richter .Παρακάτω παρατείνονται τα αποτελέσματα ανάλυσης αυτού και με τις δύο μεθόδους , με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων ( Frequency Domain ) και με απευθείας χρονική ολοκλήρωση ( Direct Time Integration ) .Τα δεδομένα καταγραφής αυτού του σεισμού είναι διαθέσιμα από τη βιβλιοθήκη του προγράμματος. Αρχικά εισάγουμε το επιταχυνσιογράφημα σε μορφή text (Northridge.txt) ως συνάρτηση (Function) Time History , όπου οι τιμές των επιταχύνσεων προκύπτουν ανά 0,01 seconds . Ο σεισμός αυτός επιβάλλεται μόνο κατά τη διεύθυνση X , όπου και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι  $T_1 = 1,21 \text{ seconds}$  .



Σχήμα 6.1 Επιταχυνσιογράφημα Northridge από SeismoSpect



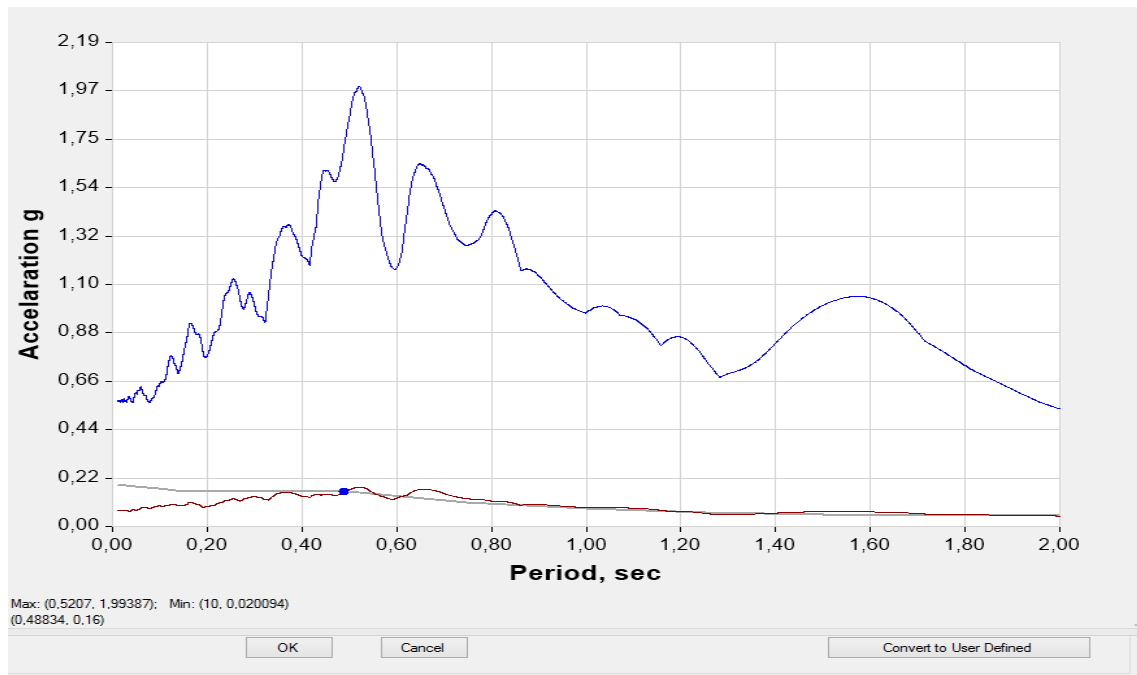
Σχήμα 6.2 Διάγραμμα Μετακινήσεων Northridge SeismoSpect



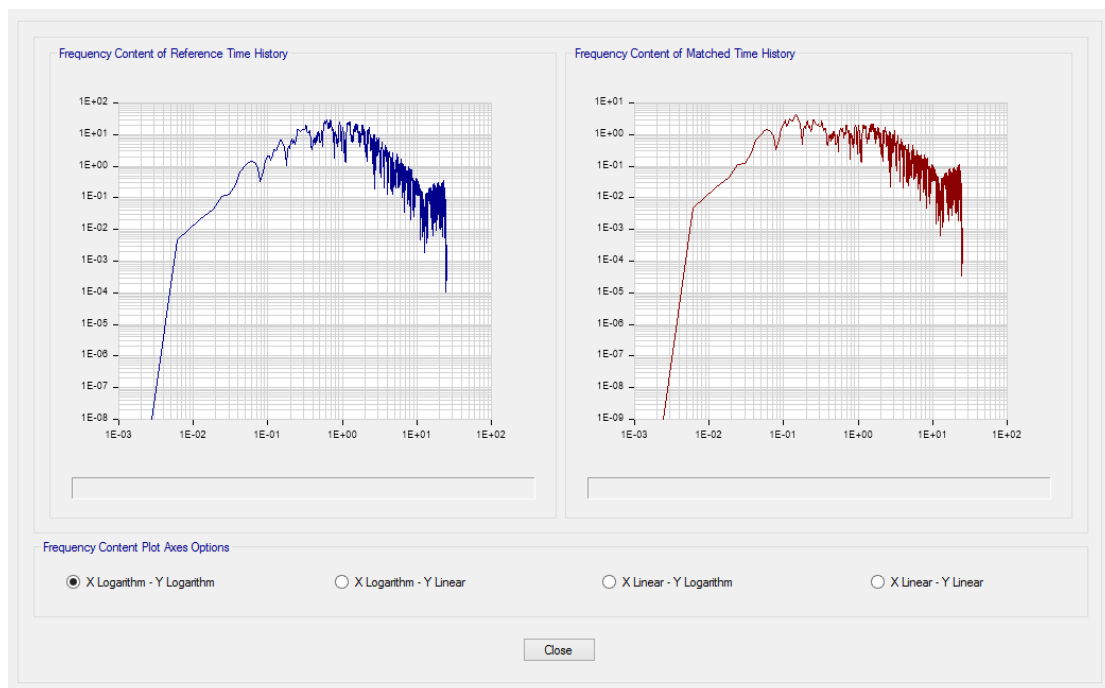
Σχήμα 6.3 Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Northridge με το φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα στο SeismoSpect

Εν συνεχεία γίνεται ταύτιση του επιταχυνσιογραφήματος με το φάσμα του Ευρωκώδικα για επιτάχυνση σχεδιασμού 0,24g ( time history matched to response spectrum ). Η ταύτιση αυτή μπορεί να γίνει είτε με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων (spectral matching in Frequency domain ) είτε με απευθείας χρονική ολοκλήρωση (spectral matching in Time domain ) .

- Αρχικά παρουσιάζεται η ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων :

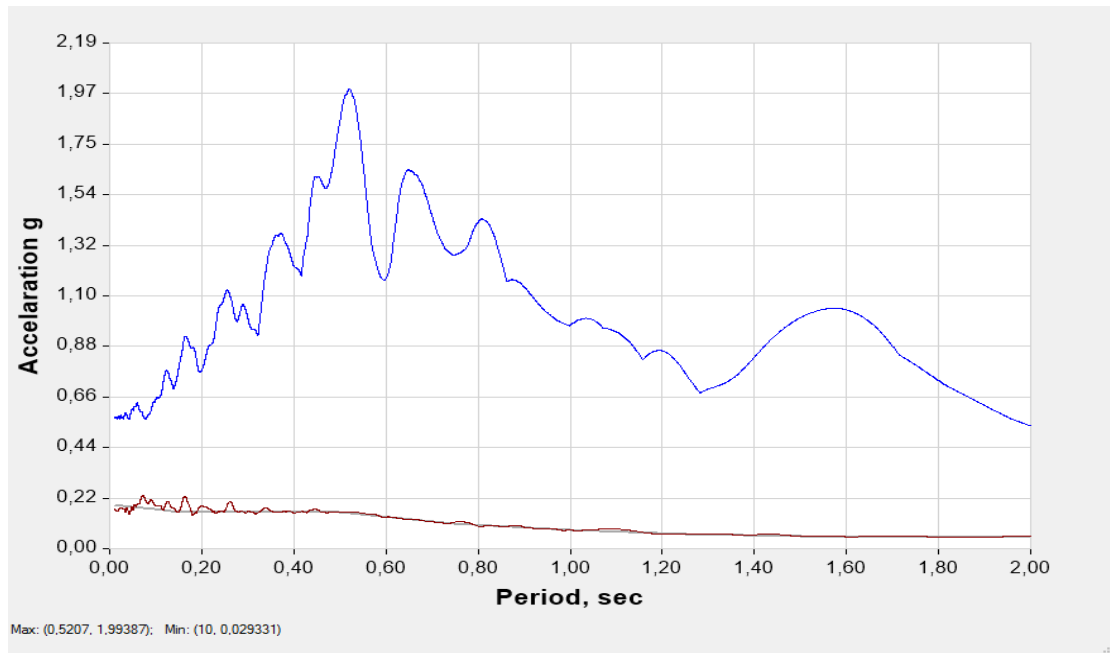


Σχήμα 6.4 διάγραμμα επιτάχυνσης με τη περίοδο απομειωμένο λόγω  $\mu$

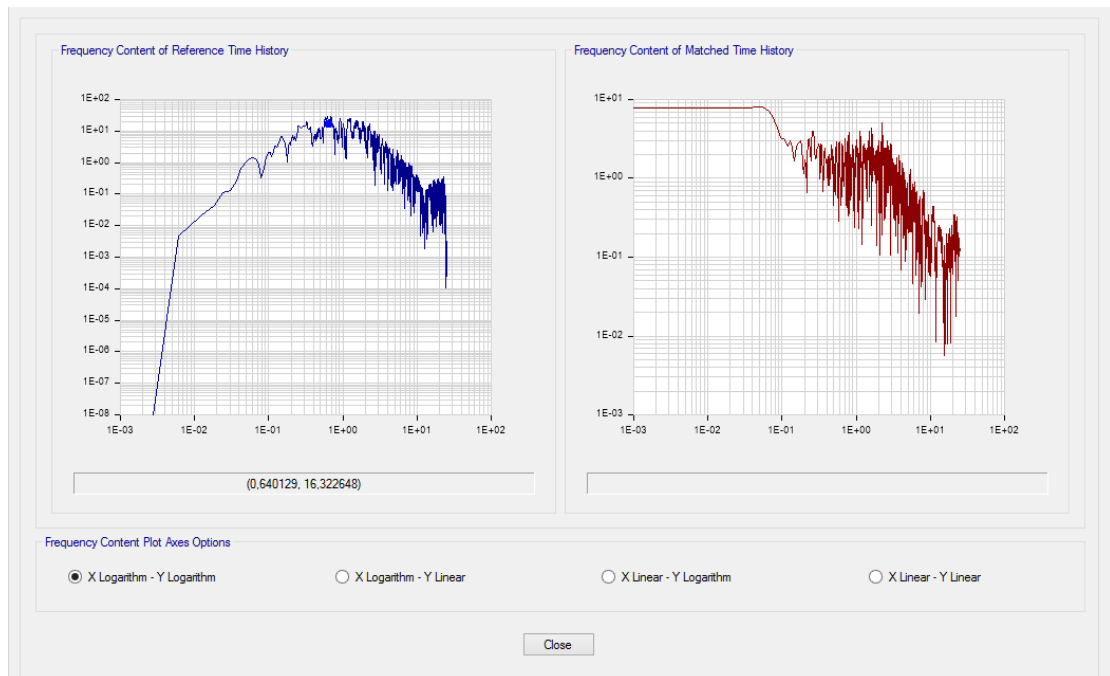


Σχήμα 6.5 περιεχόμενο συχνότητας με τη μέθοδο (frequency domain)

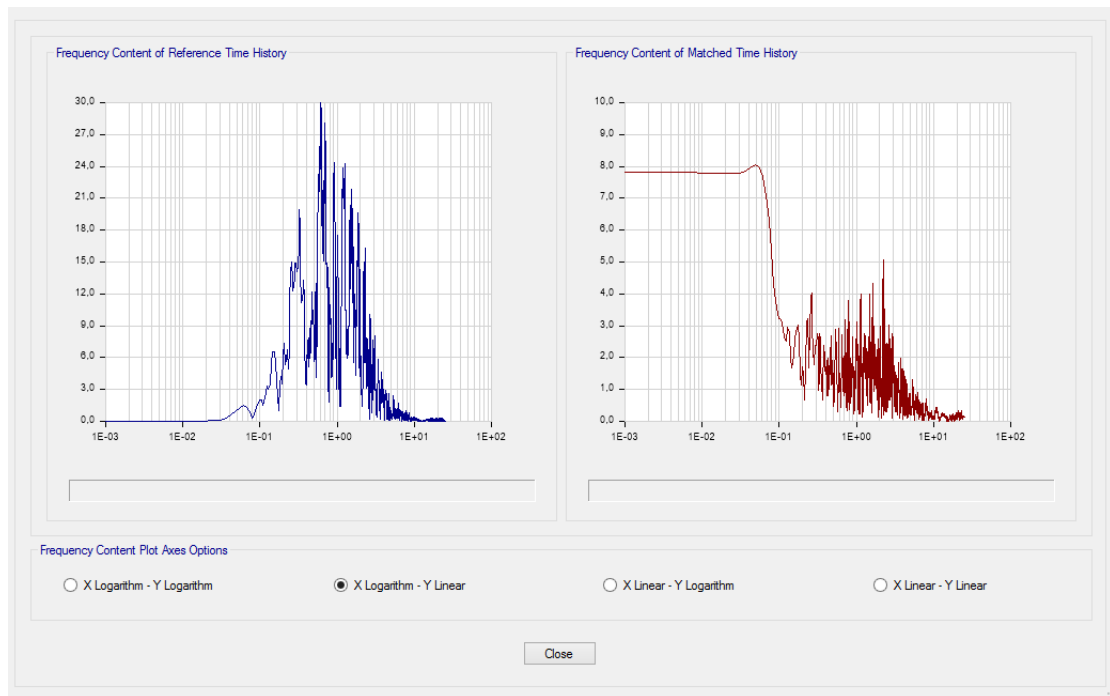
-Με τη δεύτερη μέθοδο ακολουθούμε την απευθείας χρονική ολοκλήρωση :



Σχήμα 6.6 διάγραμμα επιτάχυνσης περιόδου απομειωμένο λογω  $\eta$



Σχήμα 6.7 περιεχόμενο συχνότητας με τη μέθοδο (time domain)



Σχήμα 6.7 περιέχομενο συχνότητας με τη μέθοδο (time domain) σε λογαριθμική κλίμακα

Τώρα θα ορίσουμε για την πρώτη μέθοδο με την ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων τη φόρτιση ( Load case definition ) τύπου χρονιοστορίας στο πρόγραμμα με τον ακόλουθο γραμμικό συνδυασμό ( Time History Linear Modal ) ‘ NORTHBRIDGE FREQ U1 ‘

Έγιναν 3990 επαναλήψεις – βήματα ( number of output time steps ) ανά 0,01 seconds ( output time step size ) . Έπειτα θα δημιουργήσουμε το γραμμικό συνδυασμό ( Load Combination)

‘ NORTHBRIDGE FREQ U1 + G + 0,3Q ‘

**General**

Load Case Name: northbridge U1 Design...

Load Case Type/Subtype: Time History / Linear Modal Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MAZA KATAΣKEYHΣ)

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	northbridge freq	9,81

Info Add Delete  Advanced

---

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Time History Motion Type: Transient

Number of Output Time Steps: 3990

Output Time Step Size: 0,01 sec

Modal Damping: Constant at 0,03 Modify/Show...

OK Cancel

**Load Combination Data**

---

**General Data**

Load Combination Name: northbridge(U1)+G+0.3Q

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

---

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	0,3
northbridge U1	1

Add Delete

OK Cancel

Σχήμα 6.8 ορισμός φόρτισης στο ETABS για την πρώτη μέθοδο

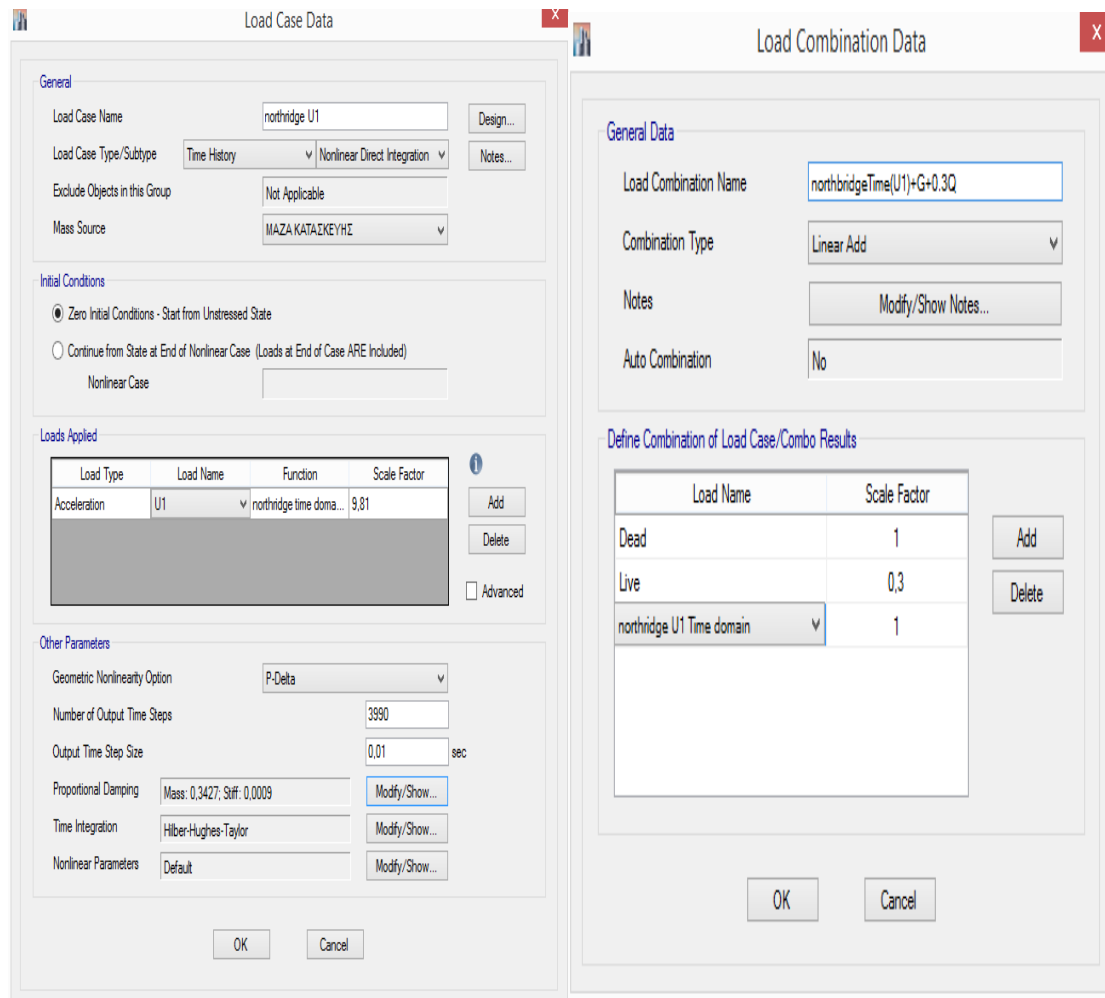


Ομοίως για τη δεύτερη μέθοδο της χρονικής ολοκλήρωσης ορίζουμε τη φόρτιση (Load case definition) τύπου χρονιοστορίας στο πρόγραμμα με τον ακόλουθο γραμμικό συνδυασμό (Time History Linear Direct Integration).

‘ NORTHBRIDGE TIME U1 ‘

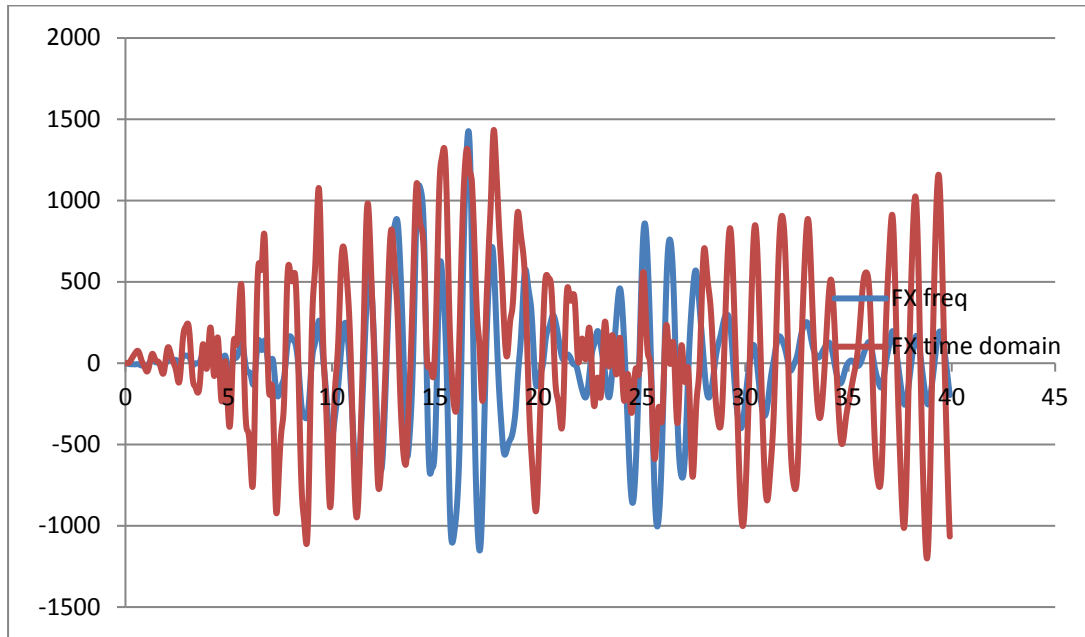
Ομοίως θα δημιουργήσουμε το συνδυασμό (Load Combination)

‘ NORTHBRIDGE TIME U1 + G + 0,3Q ‘

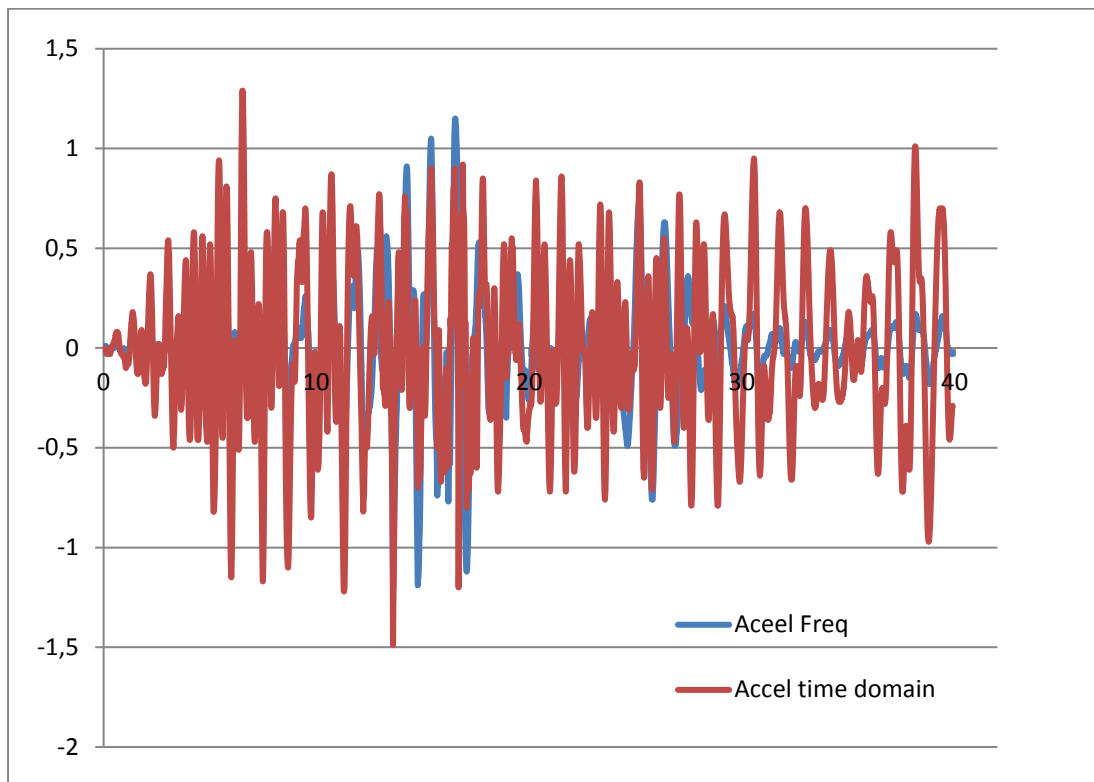


Σχήμα 6.9 ορισμός φόρτισης στο ETABS για την δεύτερη μέθοδο

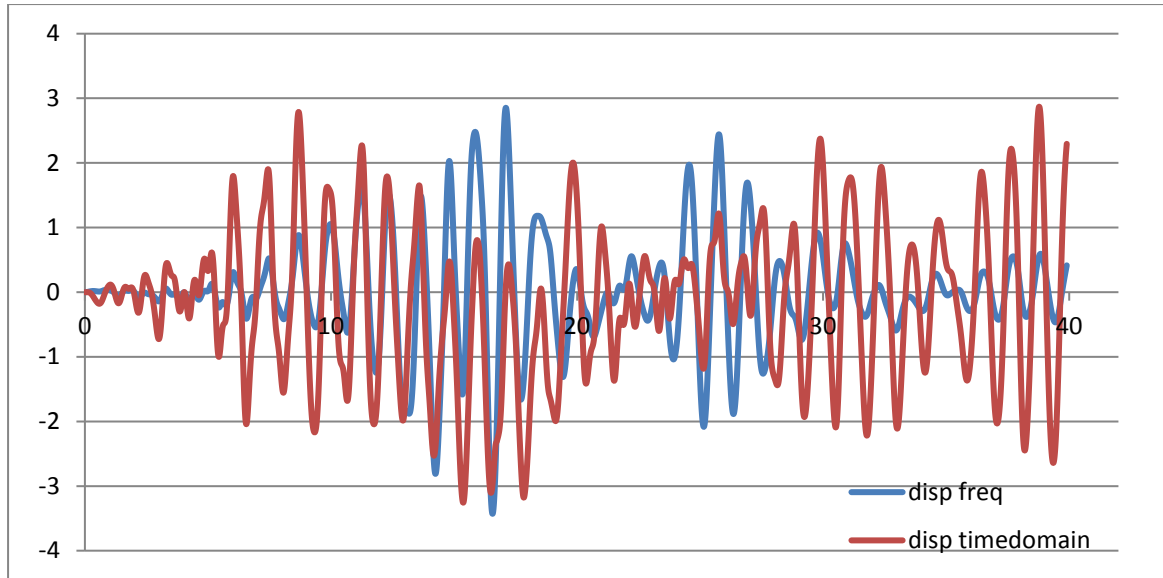
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του σεισμού αυτού , παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:



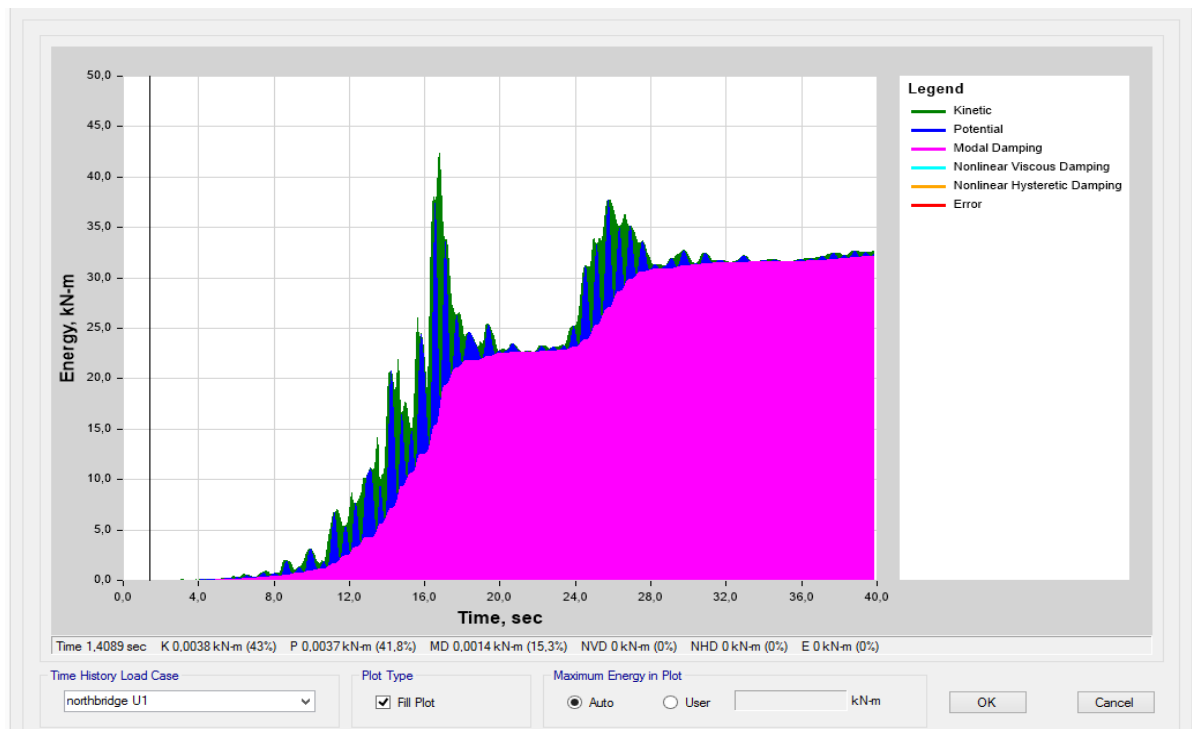
Σχήμα 6.10 διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση X με το Χρόνο



Σχήμα 6.11 διάγραμμα επιταχύνσεως κατά τη διεύθυνση X με το Χρόνο

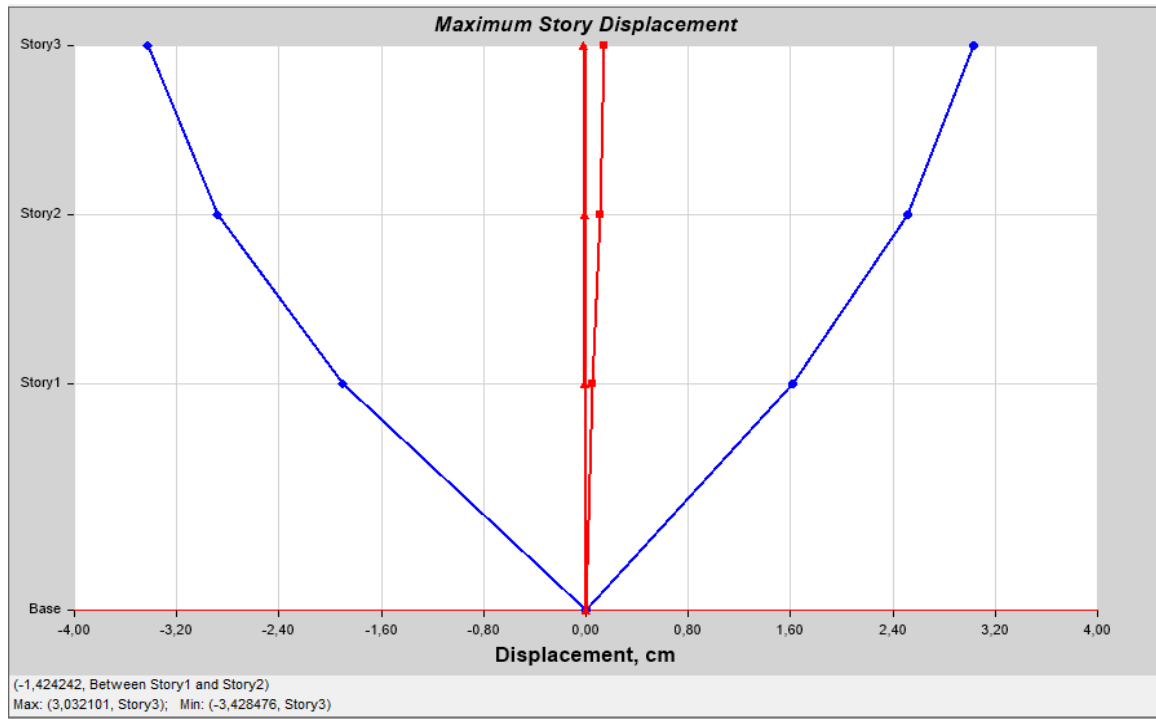


Σχήμα 6.12 Διάγραμμα Μετακινήσεων κατά τη διεύθυνση X με το χρόνο



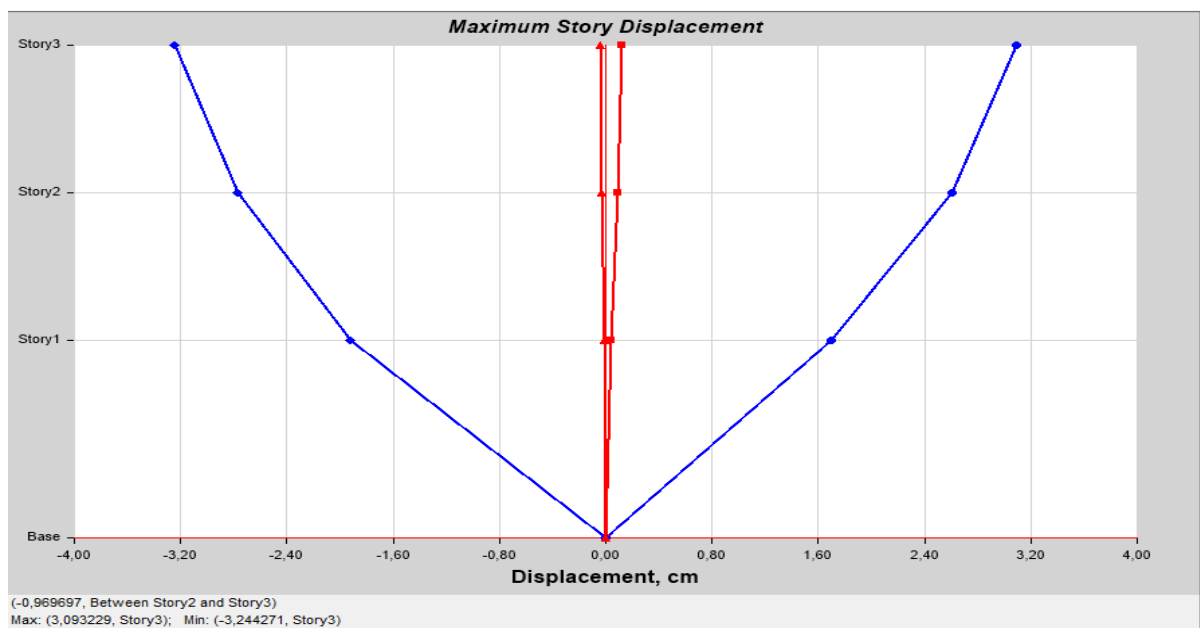
Σχήμα 6.13 Διάγραμμα Αθροιστικής Ενέργειας – Χρόνου

**-Παρακάτω διακρίνονται τα διαγράμματα Απόκρισης Ορόφων της Κατασκευής:**



Σχήμα 6.14 μέγιστη μετακίνηση ορόφου με τη μέθοδο (frequency domain)

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min
	m		cm	cm	Cm	cm
Story3	15	Top	3,032	0,142	-3,428	-0,017
Story2	10,5	Top	2,514	0,106	-2,882	-0,012
Story1	6	Top	1,621	0,053	-1,894	-0,006
Base	0	Top	0	0	0	0

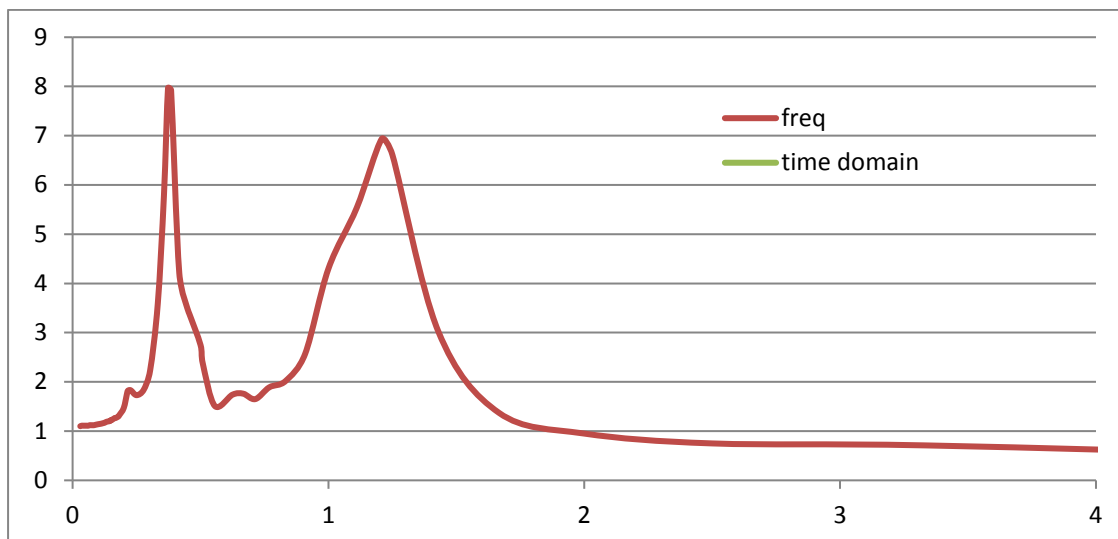


Σχήμα 6.14 μέγιστη μετακίνηση ορόφου με τη μέθοδο (time domain)

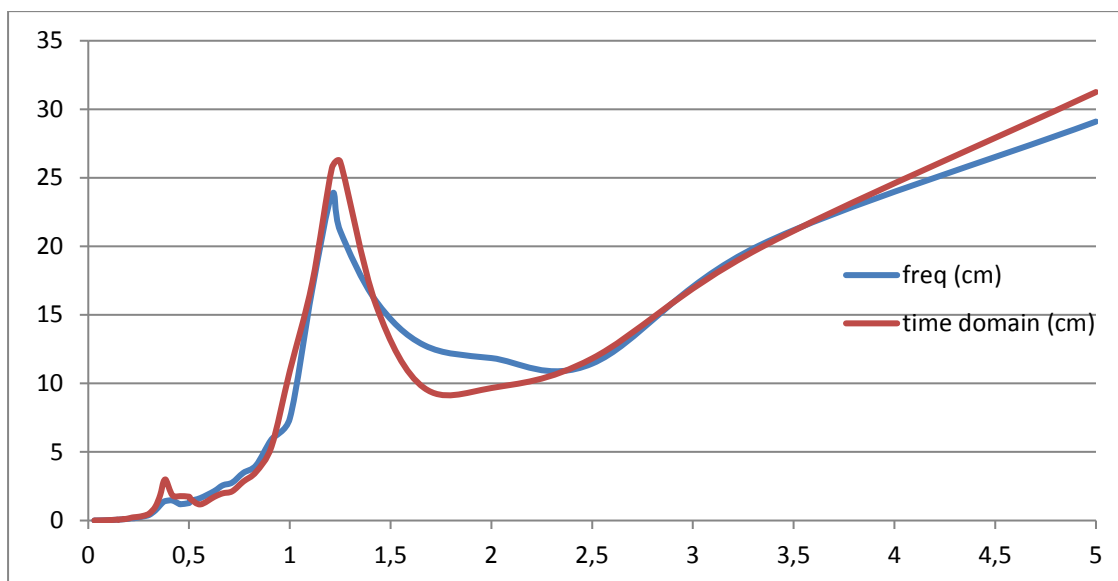
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min
	m		cm	cm	cm	cm
Story3	15	Top	3,093	0,125	-3,244	-0,037
Story2	10,5	Top	2,602	0,092	-2,769	-0,027
Story1	6	Top	1,699	0,045	-1,914	-0,013
Base	0	Top	0	0	0	0

Τέλος διακρίνουμε τα ακόλουθα διάγραμμα που αφορούν τον κόμβο 3 του 3<sup>ου</sup> ορόφου για απόκριση κατά την X διεύθυνση , για τιμή της απόσβεσης ίση με 3%:

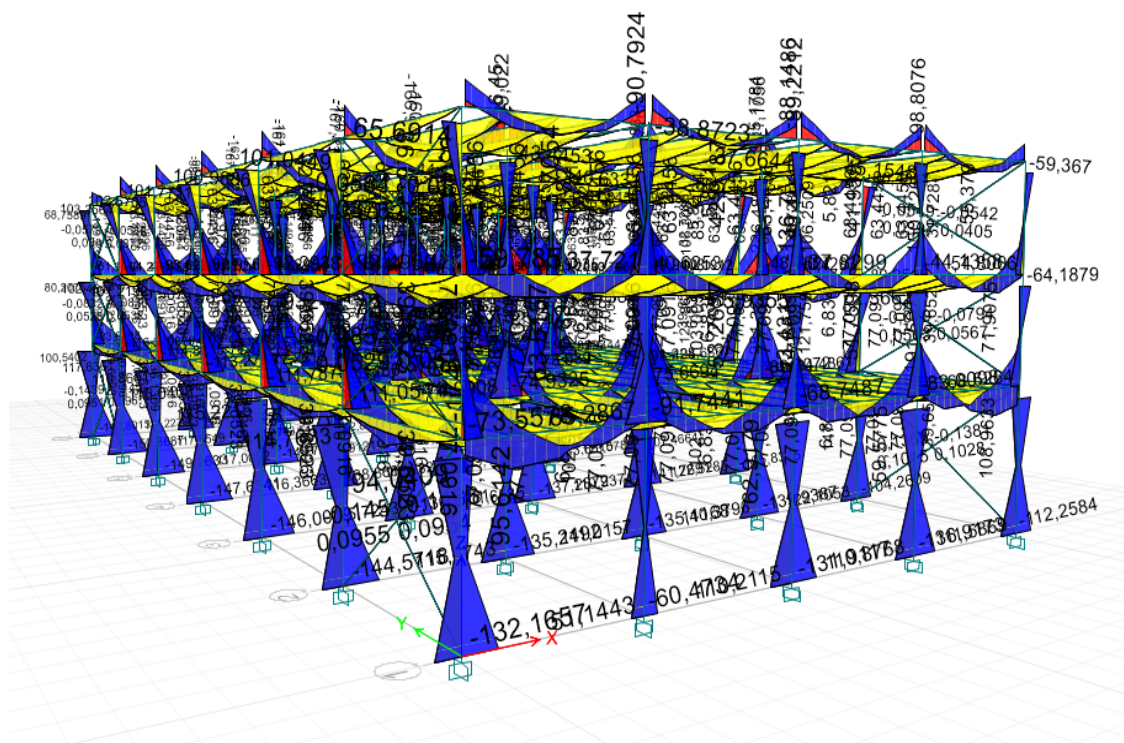
-Τα δυο διαγράμματα σχεδόν ταυτίζονται



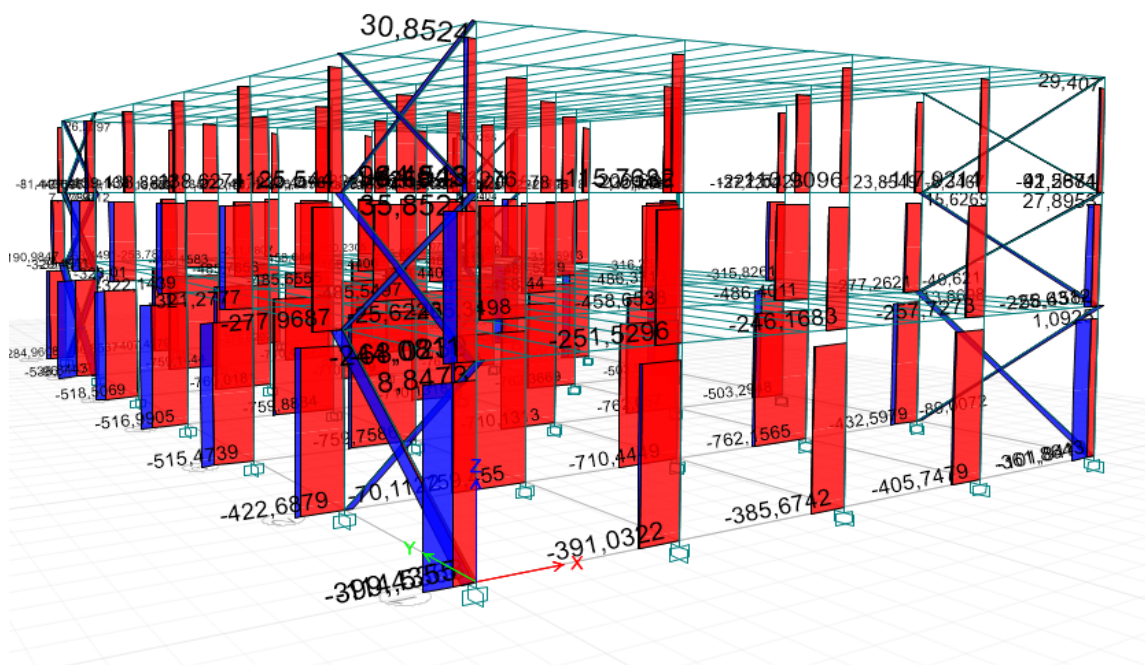
Σχήμα 6.15 διάγραμμα επιτάχυνσης-περιόδου



Σχήμα 6.16 διάγραμμα μετατόπισης-περιόδου



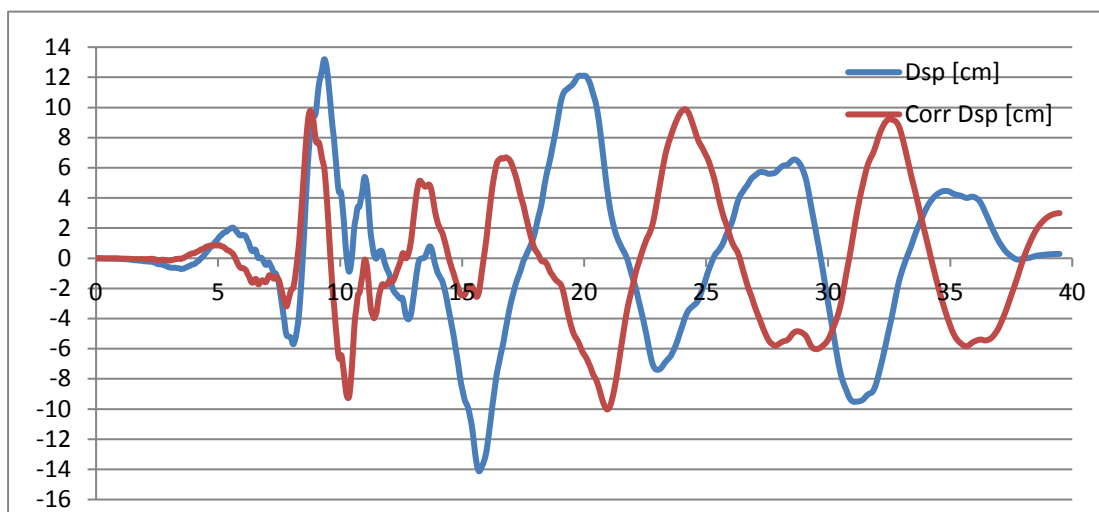
Σχήμα 6.17 διάγραμμα ροπών με τη μέθοδο frequency domain



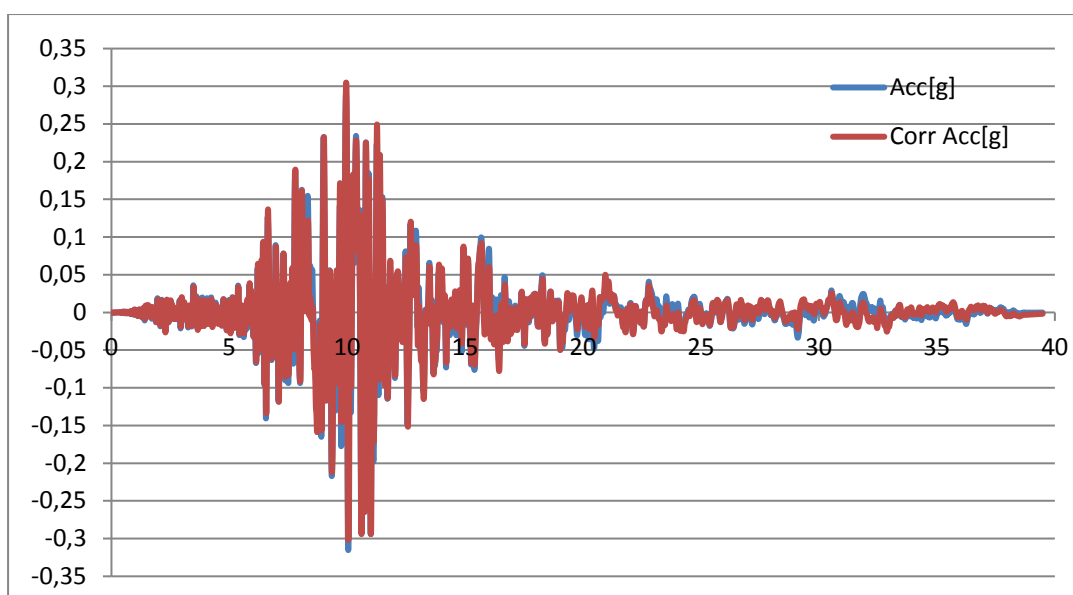
Σχήμα 6.18 διάγραμμα αξονικών με τη μέθοδο frequency domain

### 6.3 ΣΕΙΣΜΟΣ Imperial Valley

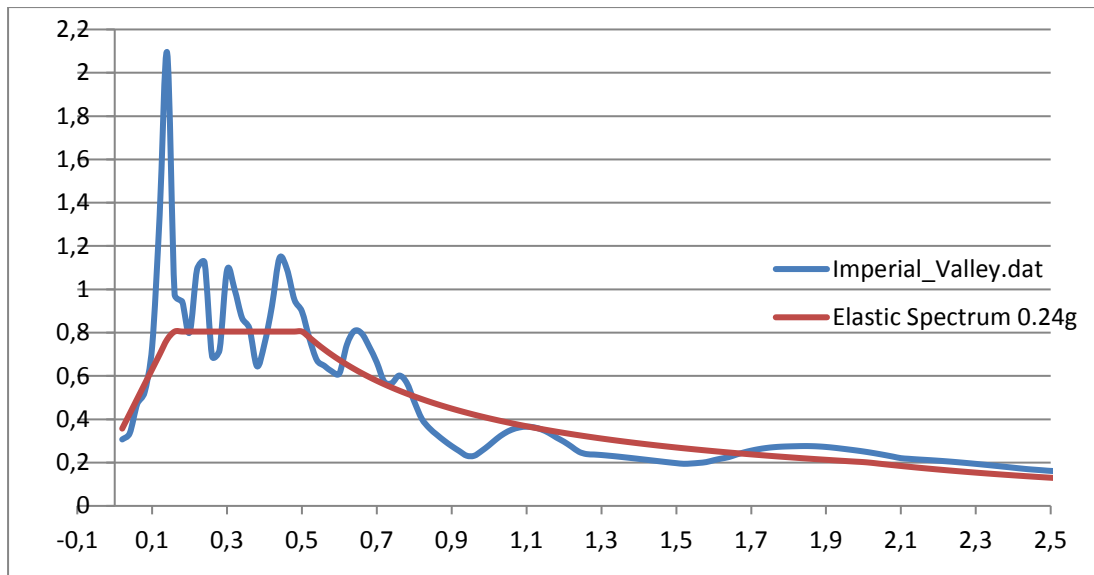
Το δεύτερο επιταχυνσιογράφημα που θα εξετάσουμε είναι του σεισμού Imperial Valley που συνέβη στις 15 Οκτωβρίου το 1979 στη Baja California ακριβώς νοτια των συνόρων Μεξικό και ΗΠΑ. Το μέγεθος του σεισμού αυτού ήταν της τάξεως των 6,4 Richter και κατατάσσεται στην κατηγορία ΙΧ της κλίμακας Μερκάλι. Αρχικά εισάγουμε το επιταχυνσιογράφημα σε μορφή text Imperial\_Valley (.txt) ως συνάρτηση(function) Time History , όπου οι τιμές των επιταχύνσεων προκύπτουν ανά 0,005 seconds. Εν συνεχεία γίνεται ταύτιση του επιταχυνσιογραφήματος με το φάσμα του Ευρωκώδικα για επιτάχυνση σχεδιασμού 0,24g ( time history matched to response spectrum ). Η ταύτιση αυτή μπορεί να γίνει με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων :



Σχήμα 6.19 επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley από SeismoSpect

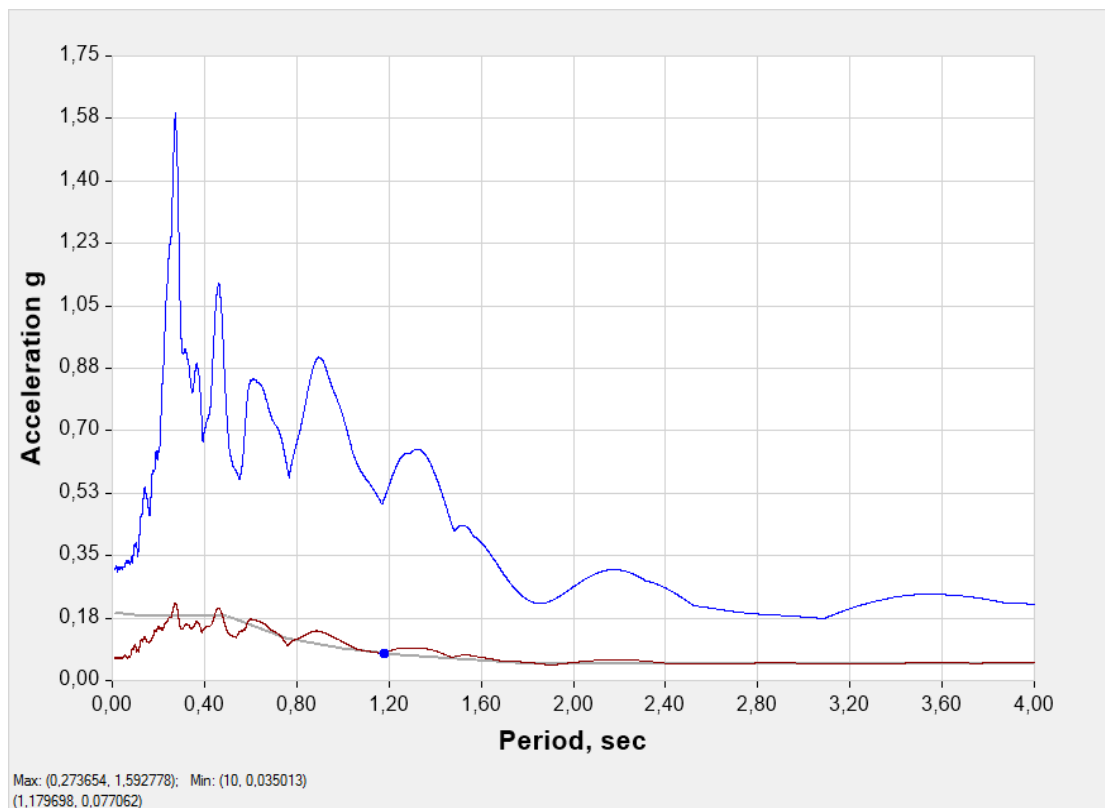


Σχήμα 6.20 διάγραμμα μετακινήσεων Imperial Valley SeismoSpect



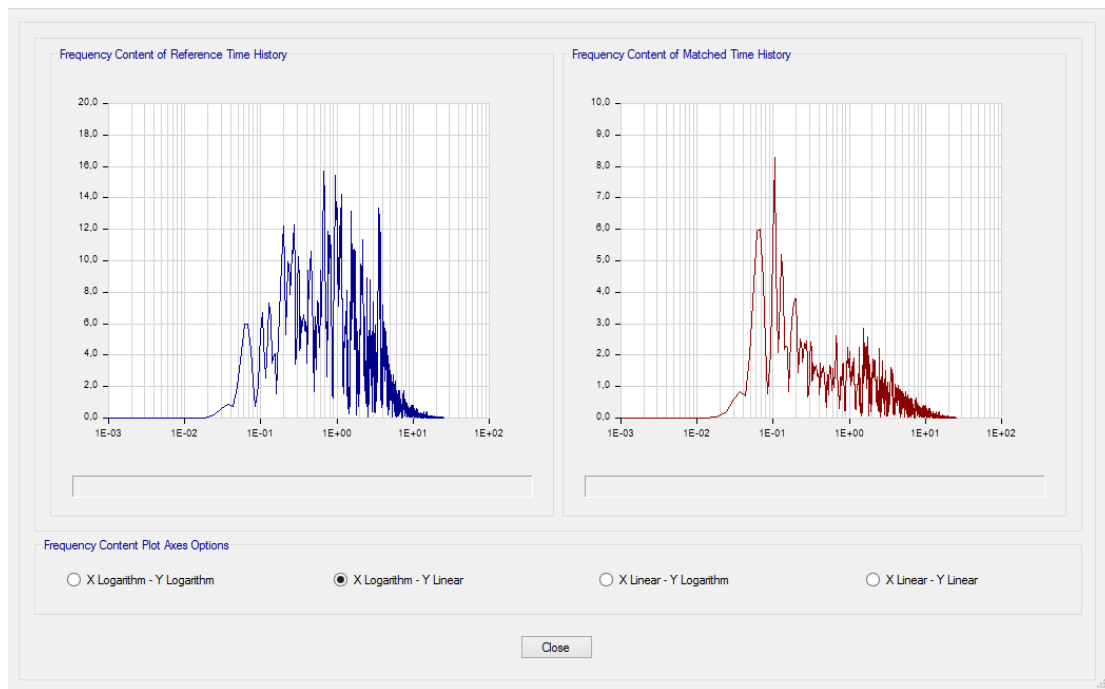
Σχήμα 6.21 Προσαρμοσμένο φάσμα απόκρισης της καταγραφής Imperial Valley με το φάσμα σχεδιασμού Ευροκώδικα στο SeismoSpect

Εν συνεχεία γίνεται ταύτιση του επιταχυνσιογραφήματος με το φάσμα του Ευροκώδικα για επιτάχυνση σχεδιασμού 0,24g ( Time History Matched to Response Spectrum ). Η ταύτιση θα γίνει με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων και τα αποτελέσματα που προκύπτουν τείθενται παρακάτω :



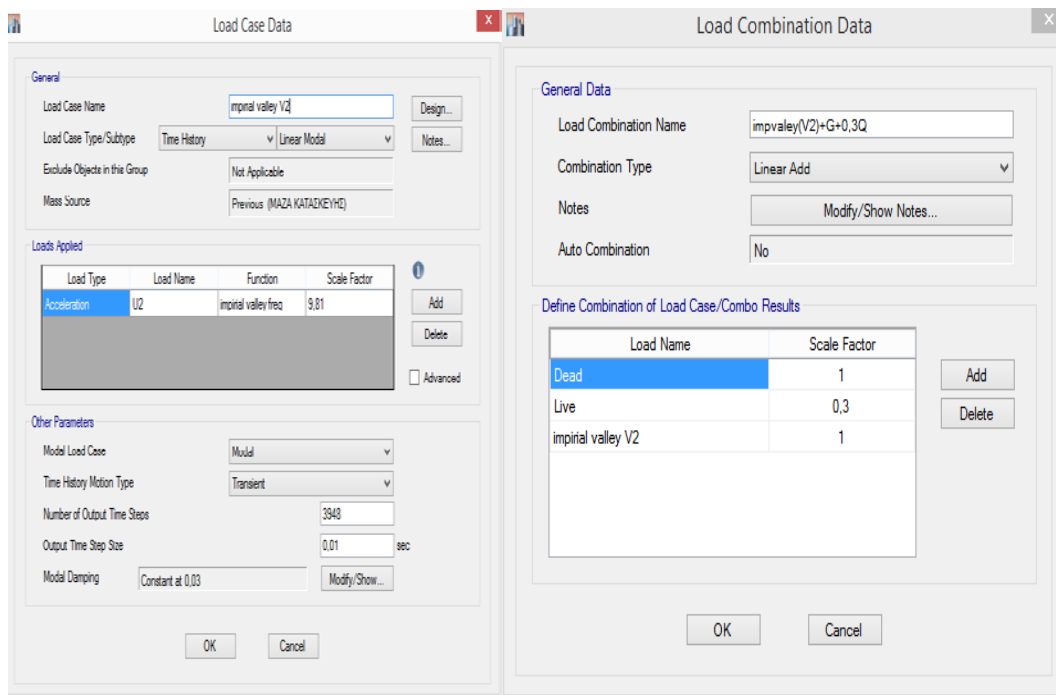
Σχήμα 6.22 διάγραμμα επιτάχυνσης με τη περίοδο απομειωμένο λόγω  $\eta$





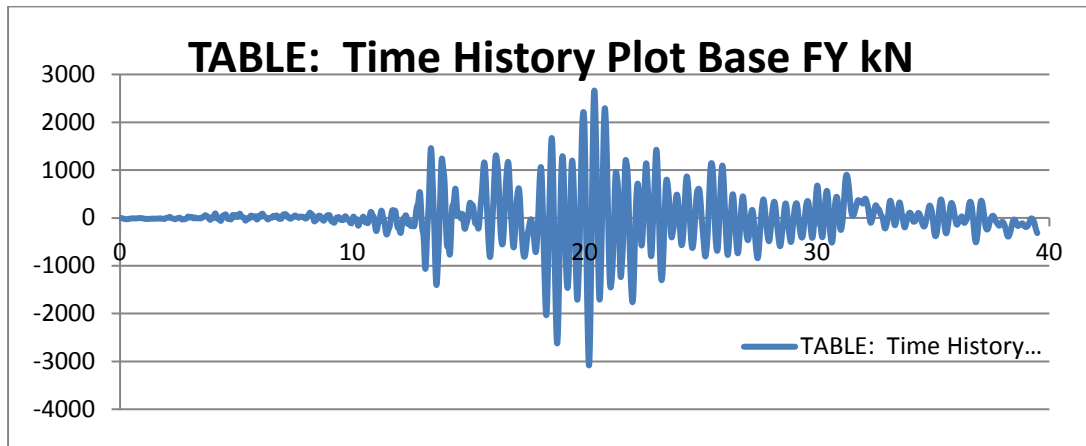
Σχήμα 6.23 περιέχομενο συχνότητας με τη μέθοδο (frequency domain) σε λογαριθμική κλίμακα

Τώρα θα ορίσουμε τη χρονοιστορία με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων στο πρόγραμμα με τον ακόλουθο γραμμικό συνδυασμό ( Time History Linear Modal ) ‘Imperial Valley FREQ MODAL U2 ‘. Εν συνεχεία θα δημιουργήσουμε το συνδυασμό ( Load Combination ) ‘ G + 0,3Q +Imperial Valley FREQ U2’

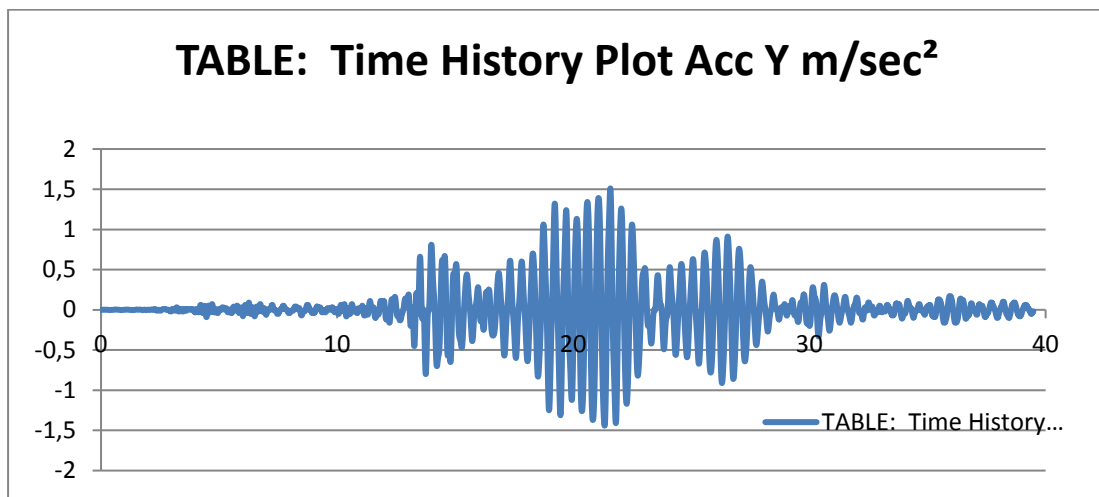


Σχήμα 6.24 ορισμός φόρτισης στο ETABS

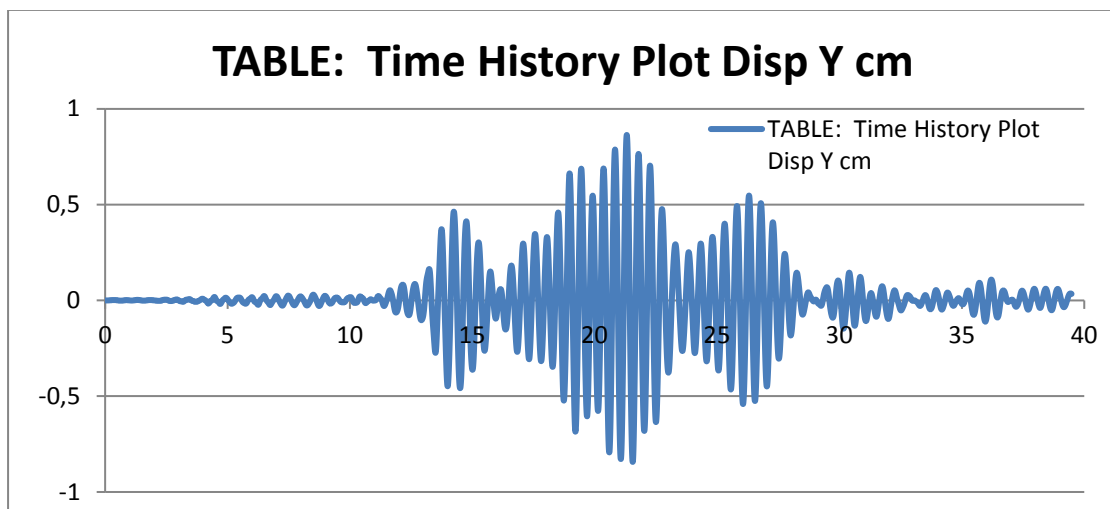
-Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του σεισμού αυτού , παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:



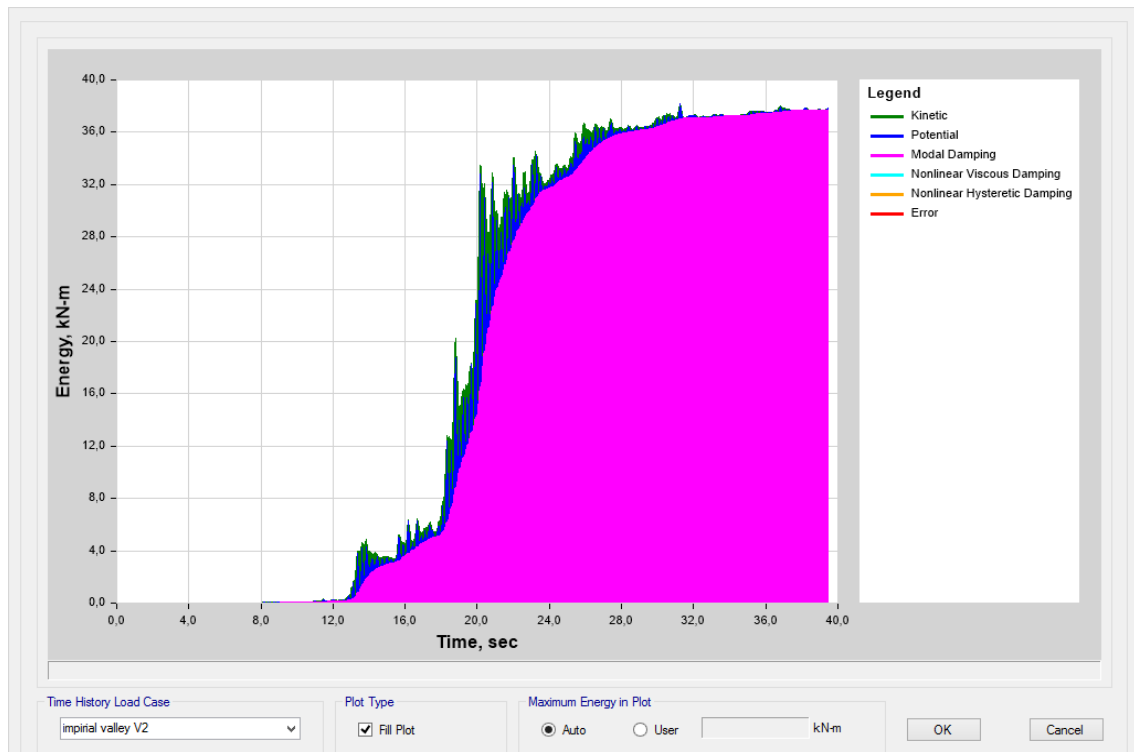
Σχήμα 6.25 διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Y με το χρόνο



Σχήμα 6.26 διάγραμμα επιταχύνσεως κατά τη διεύθυνση Y με το χρόνο

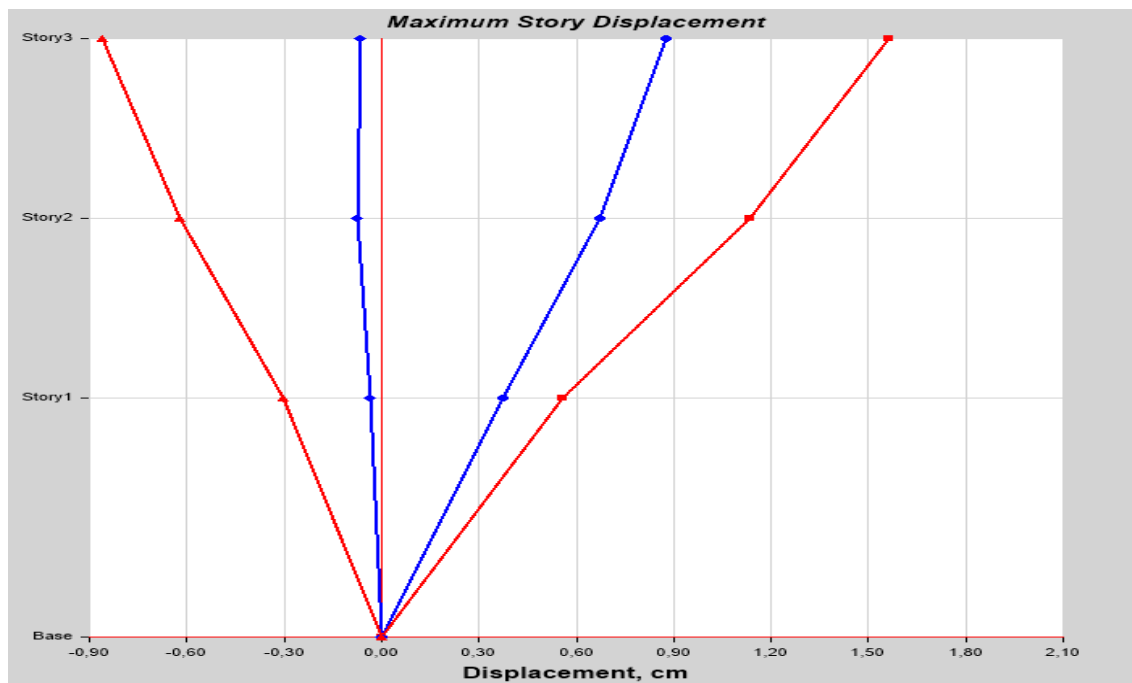


Σχήμα 6.27 διάγραμμα μετακινήσεων κατά τη διεύθυνση Y με το χρόνο

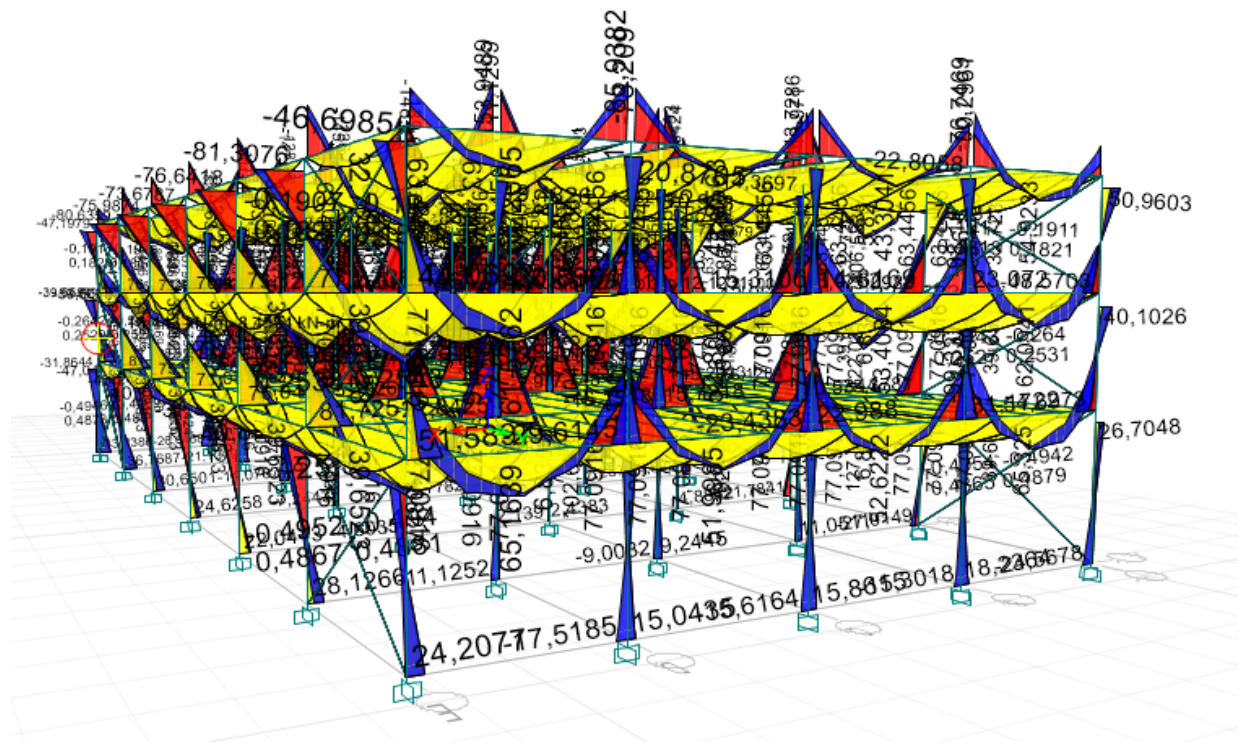


Σχήμα 6.28 διάγραμμα αθροιστικής ενέργειας - χρόνου

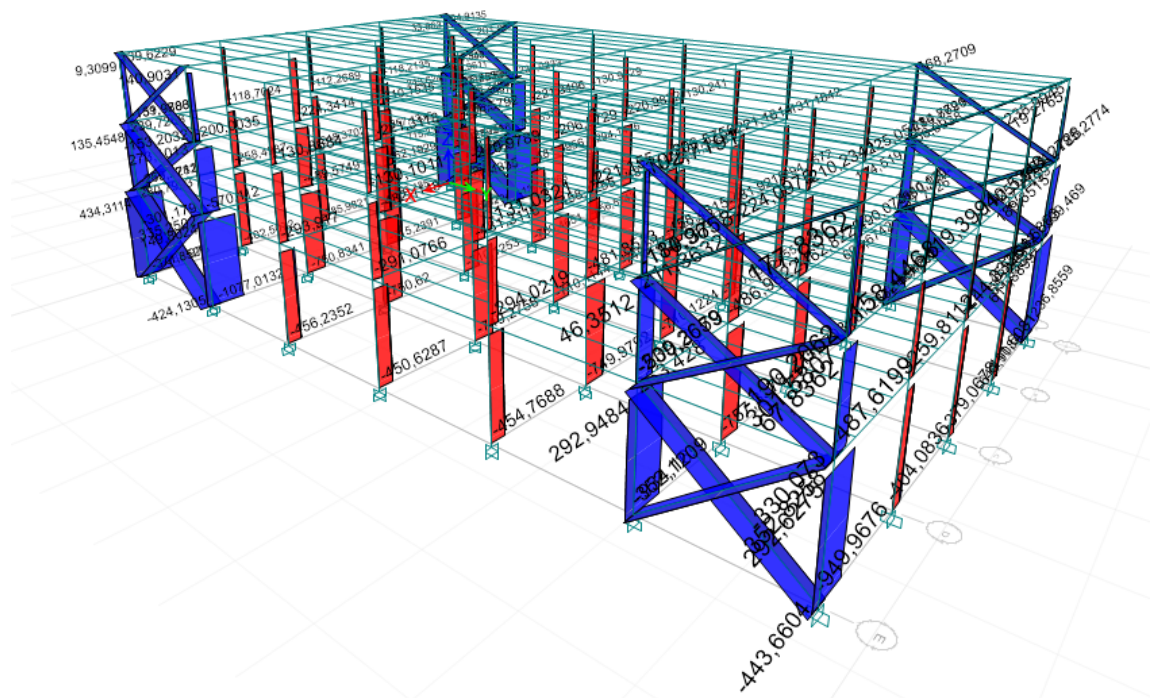
Παρακάτω διακρίνονται τα διαγράμματα Απόκρισης Ορόφων της Κατασκευής :



Σχήμα 6.29 μέγιστη μετακίνηση ορόφου



Σχήμα 6.30 διάγραμμα ροπών M33 με τη μέθοδο (frequency domain)



Σχήμα 6.31 διάγραμμα αξονικών με τη μέθοδο (frequency domain)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7<sup>ο</sup> ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο σχεδιασμός του εν λόγω κτιρίου από χάλυβα έγινε κατά κύριο λόγο με βάση τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS) καθώς επίσης λήφθηκαν υπόψη και οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS) σύμφωνα με τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς. Αρχικά έγινε μια πρώτη λογική εκτίμηση για την επιλογή των κατάλληλων διατομών με βάση την εμπειρία και την κρίση που διαθέτει ένας μηχανικός και έπειτα έγιναν βελτιστοποιήσεις με συνεχόμενους και επαναλαμβανόμενους ελέγχους έως την επίτευξη ενός ικανοποιητικού αποτελέσματος.

Αξίζει να σημειωθεί ο ρόλος και η σημασία των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε ένα μεταλλικό κτίριο. Παραλαμβάνει όλα τα οριζόντια φορτία του ανέμου και κυρίως τα τεράστια φόρτια που δημιουργεί η σεισμική διέγερση εξαλείφοντας σχεδόν έτσι την απαίτηση για τέραστιες και ασύμφορες διατομές. Επίσης παρέχουν μεγάλη δυσκαμψία στο κτίριο μειώνοντας κατά πολύ τις πιθανές μεγάλες μετατοπίσεις και τα φαινόμενα δευτέρας τάξης που θα μπορούσαν να προκύψουν στοιχείο εξαιρετικά σημαντικό πέρα από τις βασικές απαιτήσεις σε ότι αφορά τις σύγχρονες κατασκευές.

Ο φορέας για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων ( κυρίως σεισμικών ) λειτουργεί κατά τη μία διεύθυνση(X) πλαισιακά με συντελεστή συμπεριφοράς  $q_x = 4,5$ , ενώ κατά την άλλη διεύθυνση(Y) ενεργοποιούνται οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με  $q_y = 4$ .

Πραγματοποιήθηκε και μία ανάλυση χρονοιστορίας , κατά την οποία επιλέχθηκαν τα πιο δυσμενή επιταχυνσιογραφήματα από καταγεγραμμένες διεθνείς σεισμικές διεγέρσεις. Αυτά έδιναν τις μεγαλύτερες φασματικές επιταχύνσεις για τις δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους για κάθε διεύθυνση X και Y. Από τις αναλύσεις αυτές συμπεραίνουμε ότι τα εντατικά μεγέθη ναι μεν ήταν επαυξημένα σε σχέση με αυτά του φάσματος του Ευροκώδικα , αλλά όχι τόσο όσο είχαμε αρχικά υποθέσει.

Όσο αναφορά το λογισμικό ETABS πρόκειται για ένα πολύ δυνατό και λειτουργικό πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης κτιριακών έργων και όχι μόνο. Διαθέτει ένα πολύ εύχρηστο και φιλικό περιβάλλον προς το χρήστη με πολύ καλή τρισδιάστατη απεικόνιση. Εκτελεί πολλές και ποικίλες αναλύσεις και πρωσομοιώνει αρκετά ικανοποιητικά μοντέλα ακόμα και μεγάλης πολυπλοκότητας και δυσκολίας. Διαθέτει επίσης και πολλά χρήσιμα εργαλεία όπως η αυτόματη διμιούργια όλων των φορτίων καθώς και η αυτόματη βελτιστοποίηση διατομών που αναφέρθηκε παραπάνω. Τέλος, σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν κάποιες χαρακτηριστικές και βασικές συνδέσεις με το λογισμικό Autodesk Robot Structural Analysis 2014, το οποίο είναι ίσως ένα από τα καλύτερα και πιο λεπτομερή λογισμικά σε αυτό τον τομέα.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι. Βάγιας , <<Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση >>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2003
2. Ι. Βάγιας, «ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2001 (Ανατύπωση 2006)
3. Ι.Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, Χ.Γαντές << Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Ι.Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2013
5. Ι. Ερμόπουλος, «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών – Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
6. Μαθήματα Σιδηρών κατασκευών Ι και ΙΙ, «Τυπολόγιο διαστασιολόγησης κατασκευών από χάλυβα, σύμφωνα με τους ευρωκώδικες EN 1993-1-1 και EN 1992-1-8»
7. Κ. Αναστασιάδη, <<Αντισεισμικές κατασκευές Ι>> , Εκδόσεις Ζήτη 2001
8. Ι.Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, Χ.Γαντές << Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
9. Ι.Θ. Κατσικαδέλης , <<Δυναμική ανάλυση των κατασκευών>> , Εκδόσεις Συμμετρία 2012
10. Anil K.Chopra , << Δυναμική των κατασκευών,3<sup>η</sup> έκδοση >> , Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
11. Κολιόπουλος Π, Μανώλης Γ, <<Δυναμική των Κατασκευών με Εφαρμογές στην Αντισεισμική Μηχανική>> , Εκδόσεις Γκιούρδας 2010
12. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples presented at the Workshop “EC 8: Seismic Design of Buildings”, Lisbon, 10-11 Feb. 2011 , JRC
13. EN 1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1–Δράσεις–Μέρος 1-1:<<Γενικές δράσεις– Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια>>. Απρίλιος 2002
14. EN 1993-1-1:2005, Ευρωκώδικας 3:<<Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα>>. Μάιος 2005