

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



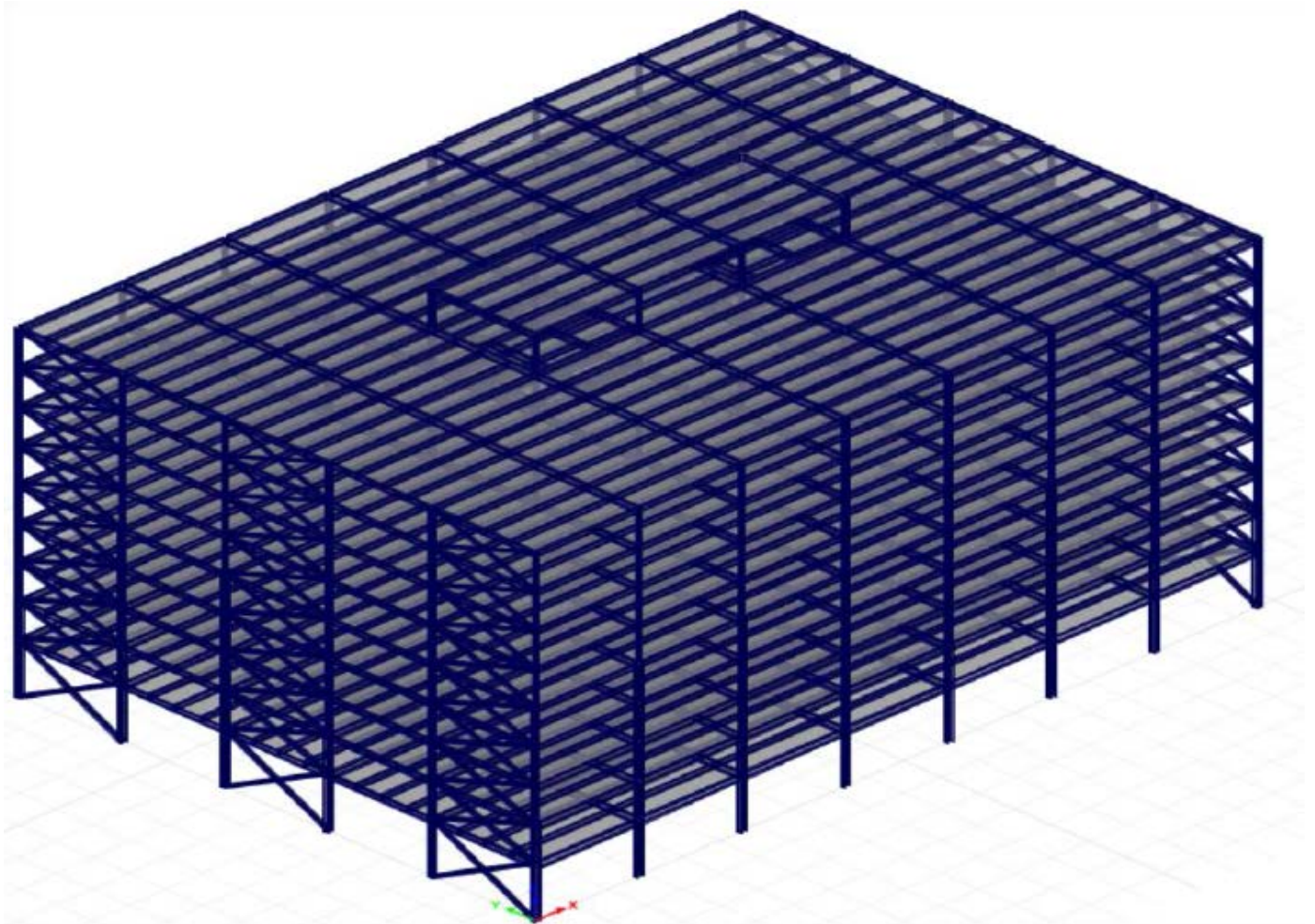
NATIONAL TECHNICAL  
UNIVERSITY OF ATHENS

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ  
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

SCHOOL OF CIVIL  
ENGINEERING STRUCTURAL  
ENGINEERING

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

**Σχεδιασμός διδύμων 10όροφων κτηρίων από  
χάλυβα με πεζογέφυρα**  
**Design of twins ten – story steel office  
buildings with pedestrian bridge**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΛΥΚΟΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ**

Επιβλέπων : Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2017

EMK ΔΕ 2017/ 25

Λύκος Παναγιώτης (2017)

Σχεδιασμός διδύμων 10όροφων κτηρίων από χάλυβα με πεζογέφυρα

Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017 / 25

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Lykos Panagiotis (2017)

Design of twins ten – story steel office buildings with pedestrian/footbridge bridge

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017 / 25

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

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	6
Περίληψη .....	7
ABSTRACT.....	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	9
1.1 Γενικά στοιχεία περί δομικού χάλυβα. ....	9
1.2 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας .....	10
1.3 Περιγραφή του φορέα. ....	10
1.3.1 Αρχιτεκτονικά. ....	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2ο 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 .....	16
2.1.4 Χαλυβδόφυλλο (Σύμμεικτης πλάκας) .....	17
2.2 Κατηγορίες φορτίων ( δράσεων ).....	17
2.2.1 Γενικά .....	17
2.2.2 Μόνιμες δράσεις (G).....	18
2.2.3 Μεταβλητές δράσεις (Q).....	18
2.2.4 Δράσεις ανέμου .....	19
2.2.5 Φορτίο χιονιού .....	27
2.2.6 Σεισμικές δράσεις.....	28
2.3 Συντελεστές ασφαλείας – Οριακές καταστάσεις .....	33
2.3.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων .....	33
2.3.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων (των διατομών).....	34
2.4 Συνδυασμοί δράσεων .....	34
2.4.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων .....	34
2.4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α). ....	35
2.4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) .....	36
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ .....	38
3.1 Γενικά.....	38
3.2 Δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού .....	38

3.2.2 Δοκοί.....	38
3.2.3 Διαδοκίδες.....	38
3.2.4 Υποστυλώματα .....	38
3.2.5 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας .....	38
3.3 Περιγραφή βασικών ελέγχων .....	39
3.4 Κατάταξη διατομών.....	40
3.5 Αντοχή διατομών .....	41
3.6 Αντοχή μελών .....	41
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 <sup>ο</sup> ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ .....	45
4.1 Γενικά.....	45
4.2 Διαδοκίδες.....	45
4.3 Δοκοί κατά τη διεύθυνση Υ ( δευτερεύουσες δοκοί ) .....	50
4.4 Δοκοί κατά τη διεύθυνση Χ ( κύριες δοκοί ) .....	56
4.5 Υποστυλώματα .....	62
4.6 Χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	72
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 <sup>ο</sup> ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ.....	82
5.1 Εισαγωγή .....	82
5.2 Μέθοδος υπολογισμού. ....	83
5.2.1 Δυναμική φασματική μέθοδος .....	83
5.2.2 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων. ....	90
5.2.3 Έλεγχος επιρροών φαινομένων δευτέρας τάξεως. ....	91
5.2.4 Αποτελέσματα σεισμικών συνδυασμών .....	93
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 <sup>ο</sup> ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ. ....	103
6.1 Η μέθοδος Push Over. ....	103
6.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας. ....	104
6.3 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού.....	105
6.4 Εφαρμογή Push Over ανάλυσης στο κτήριο. ....	106
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 <sup>ο</sup> ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	119
7.1 Εισαγωγή. ....	119
7.2 Σεισμός Loma Pietra .....	120
7.2.1 Χαρακτηριστικά εισαγωγής του σεισμού .....	120
7.2.2 Αποτελέσματα σεισμού .....	124
7.3 Σεισμός Koaceli .....	131

7.3.1 Χαρακτηριστικά σεισμού .	131
7.3.2 Αποτελέσματα σεισμού .....	134
7.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	139
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8ο ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ. ....	140
8.1 Γενικά.....	140
8.2 Σύνδεση τέμνουσας δοκού - διαδοκίδας.....	140
8.3 Σύνδεση τέμνουσας δοκού - υποστυλώματος. ....	145
8.4 Σύνδεση ροπής δοκού - υποστυλώματος.....	150
8.5 Σύνδεση υποστυλώματος - θεμελίου .....	158
8.6 Σύνδεση διακοπής υποστυλώματος .....	167
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9ο ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	175
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ. ....	176
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	177

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη , για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών. Οι συμβουλές , οι επισημάνσεις και η προθυμία του ήταν καταλυτικές για την ομαλή διεκπεραίωση της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους μου και την οικογένεια μου, για την υπομονή και τη συμπαράστασή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Λύκος Παναγιώτης

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΕΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2017/ 25

## Σχεδιασμός διδύμων 10όροφων κτηρίων από χάλυβα με πεζογέφυρα

Λύκος Παναγιώτης ( Επιβλέπων Ιωάννης Ραυτογιάννης )

### ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης τον σχεδιασμό, την ανάλυση και διαστασιολόγηση δύο όμοιων δεκαώροφων κτηρίων , καθώς και της συνδεόμενης πεζογέφυρας. Η επίλυση του κτηρίου έγινε με χρήση του λογισμικού Etabs v15, ο έλεγχος επάρκειας των συνδέσεων με το πρόγραμμα Autodesk Robot Professional 2017 και η επίλυση της πεζογέφυρας με το πρόγραμμα SAP2000 v18 . Αναλυτικότερα, η δομή της εργασίας είναι ως εξής:

Στο **1<sup>ο</sup> κεφάλαιο** γίνεται μία συνοπτική εισαγωγή για τη χρήση του χάλυβα στις κατασκευές και γίνεται αναλυτική περιγραφή του κτηρίου.

Στο **2<sup>ο</sup> κεφάλαιο** αναφέρονται όλα τα φορτία που δρουν σε ένα κτήριο, οι απαραίτητοι συντελεστές ασφαλείας , καθώς και οι συνδυασμοί των φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής.

Στο **3<sup>ο</sup> κεφάλαιο** αναγράφονται αναλυτικά, όλες οι σχέσεις με τις οποίες επιτυγχάνεται ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση του φορέα αυτού.

Στο **4<sup>ο</sup> κεφάλαιο** γίνεται η περιγραφή του προσομοιώματος. Παρουσιάζεται το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση όλων των μεταλλικών στοιχείων, το οποίο είναι το ETABS.

Στο **5<sup>ο</sup> κεφάλαιο** γίνεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτηρίου.

Στο **6<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζεται η μη γραμμική στατική προσαυξητική ανάλυση (push over analysis ) , που εφαρμόστηκε στην κατασκευή μας.

Στο **7<sup>ο</sup> κεφάλαιο** γίνεται η ανάλυση της χρονιοστορίας στην κατασκευή , με την επιβολή δύο επιταχυνσιογραφημάτων.

Στο **8<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζεται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα.

Στο **9<sup>ο</sup> κεφάλαιο** παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES  
DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2017/ 25

**Design of twins ten – story steel office buildings  
with pedestrian bridge**

Lykos Panagiotis (supervised by Raftogiannis Ioannis)

**ABSTRACT**

This diploma thesis deals with the study, analysis and design of twins ten-story steel buildings, and the pedestrian footbridge that connects them. The static analysis of the structure is made with the software Etabs v15 , the design and check of the typical joints with the software Autodesk Robot Professional 2017 and the pedestrian footbridge with the software Sap2000 v18. More specifically, the structure of this paper is given below:

The **first chapter** provides a general presentation of the building in accordance with its architectural requirements.

In the **second chapter**, all the loads which participate in the combinations of reactions of the analysis that are determined by the guidelines are referred.

In the **third chapter**, all the regulations and equations of the Eurocode are listed, as regards the design and check of the structural elements.

In the **fourth chapter**, the simulation of the building is described. The program, Etabs v15, that was used for the design and analysis of the building is presented.

The **fifth chapter**, contains the seismic design (dynamic analysis ) of the structure.

In the **sixth chapter**, the structure is subjected to a nonlinear static procedure (NSP).

In the **seventh chapter**, a time history analysis is made, whereas the structure is subjected to two accelerograms.

In the **eighth chapter**, the design and check of the connections (typical joints) of the structure, is presented.

In the **tenth chapter** of this thesis, the results are summarized and conclusions are mentioned.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 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 και 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 υπάρχουσα 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 :

- Απαιτήση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού
- 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 το σχεδιασμό και τη μελέτη δύο δεκαόροφων μεταλλικών κτηρίων χάλυβα, καθώς και της πεζογέφυρας που τα συνδέει . Βάση των δράσεων με τις οποίες καταπονήθηκε ο φορέας υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη και οι μετατοπίσεις των ορόφων, έγινε η τελική επιλογή των επιμέρους στοιχείων του φορέα (διατομές δοκών, υποστυλωμάτων , συνδέσμων δυσκαμψίας) , πραγματοποιήθηκαν οι αντίστοιχοί έλεγχοι αντοχής διατομών και μελών , έγινε μία στατική προσαυξητική μέθοδος οριζόντιας φόρτισης ( Push Over ) , δύο αναλύσεις επιταχυνσιογραφημάτων ( Time History Analysis ) και οι έλεγχοι συνδέσεων των μελών του κτηρίου .

Η προσομοίωση, ανάλυση και τελική επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα Etabs, ο έλεγχος των συνδέσεων με το πρόγραμμα Autodesk Robot 2017 και η επίλυση της πεζογέφυρας με το πρόγραμμα SAP2000 v18. Τα προγράμματα αυτά βασίστηκαν στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1994, και 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν:

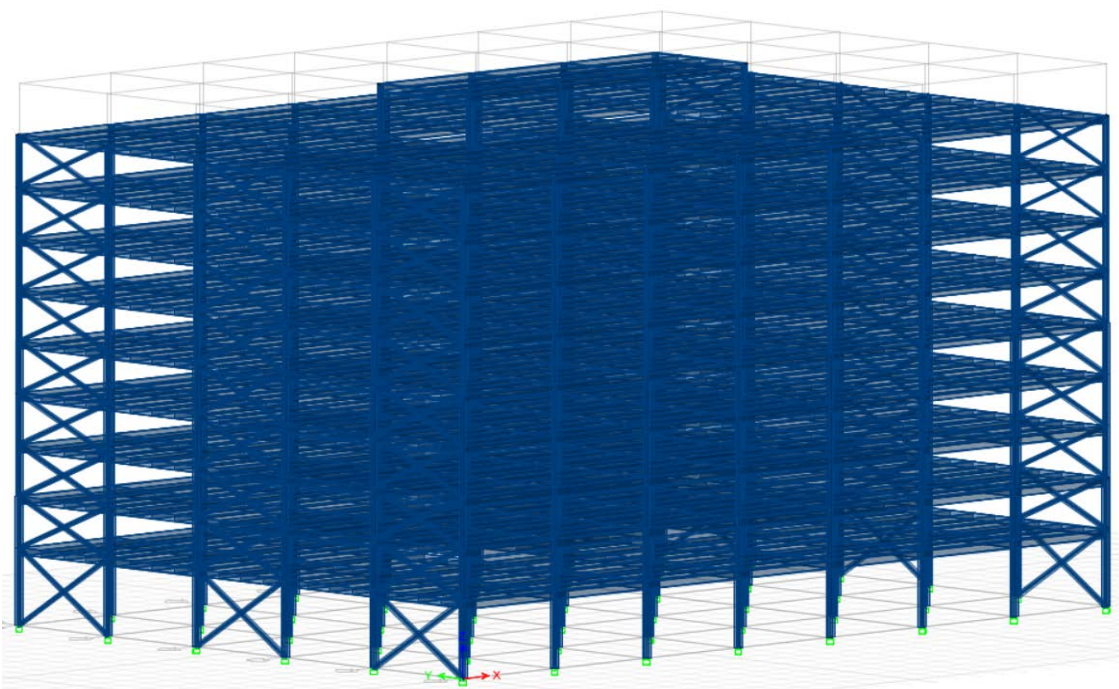
- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός συμμείκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών

## **1.3 Περιγραφή του φορέα**

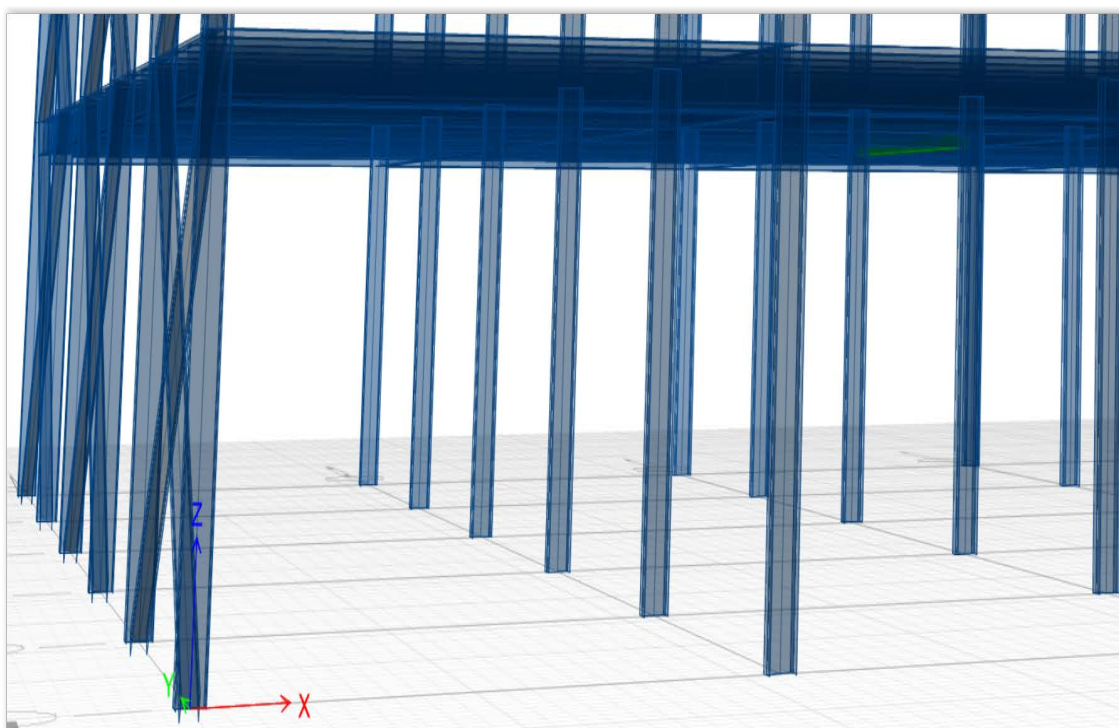
### **1.3.1 Αρχιτεκτονικά**

Αρχικά μορφώθηκε ο φέρων οργανισμός του κτηρίου, ξεκινώντας από την αρχιτεκτονική μελέτη, μέσω της οποίας προσδιορίστηκαν οι θέσεις των υποστυλωμάτων, οι στάθμες των ορόφων, οι θέσεις της τοιχοποιίας, των ανοιγμάτων (εξωτερικών κι εσωτερικών), των κλιμακοστασίων κλπ. Κατά αυτόν τον τρόπο δημιουργήθηκαν διαδρομές ασφαλούς παραλαβής και μεταφοράς των φορτίων στην θεμελίωση.

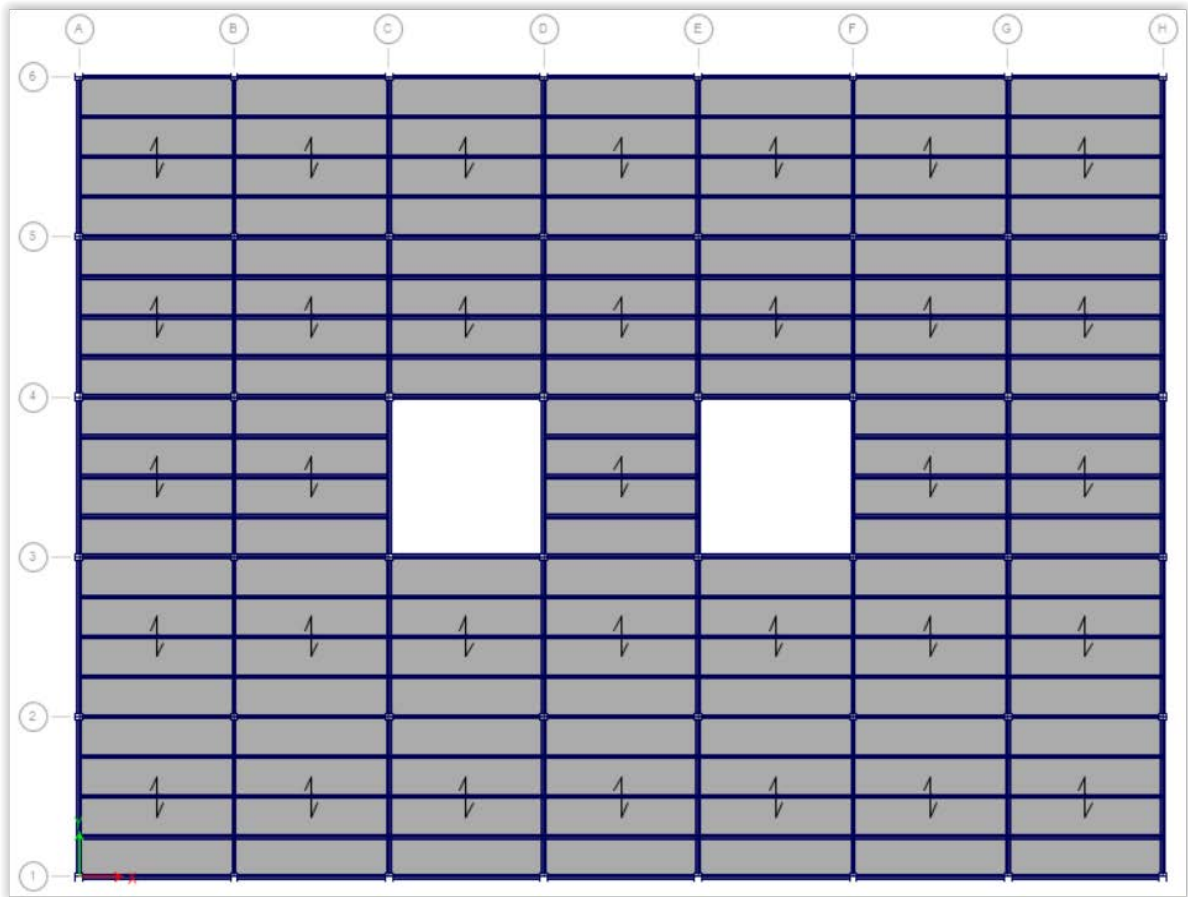
Η παρούσα εργασία πραγματεύεται αρχικά τη μελέτη των δύο αυτών όμοιων δεκαόροφων μεταλλικών κτηρίων με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας τοποθετημένους σε διαφορετικές θέσεις, με μεταλλικό φέροντα οργανισμό, μήκους 49 m και πλάτους 35 m. Ο κάνναβος περιέχει 7 φατνώματα των 7 m κατά τη διεύθυνση X και 5 φατνώματα των 7 m κατά την άλλη διεύθυνση Y. Η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου, η οποία έχει εμβαδόν  $1715 \text{ m}^2$ . Το συνολικό εμβαδόν του κτηρίου είναι  $15.435 \text{ m}^2$ . Το ύψος του κάθε ορόφου είναι 3 m εκτός του πρώτου που είναι 4,50 m. Το συνολικό ύψος του φορέα ανέρχεται στα 31,5 m.



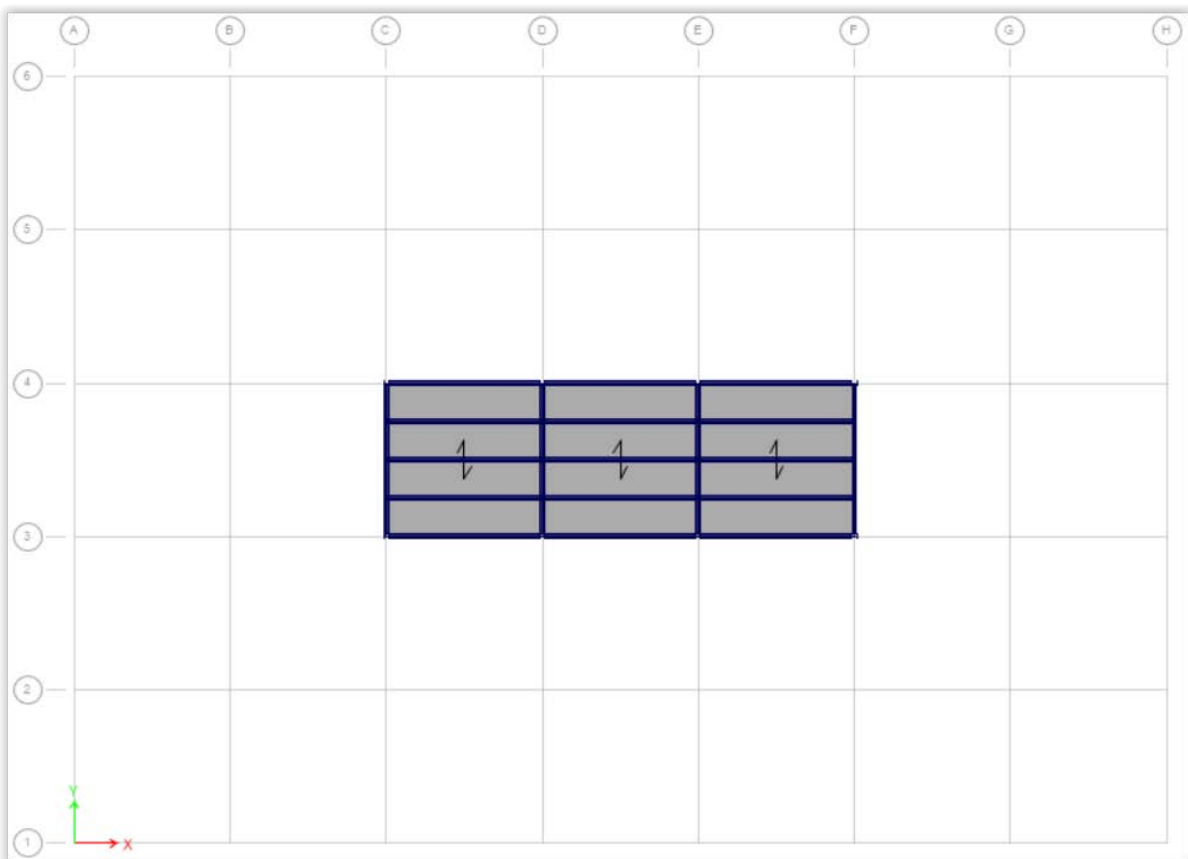
Σχήμα 1.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου



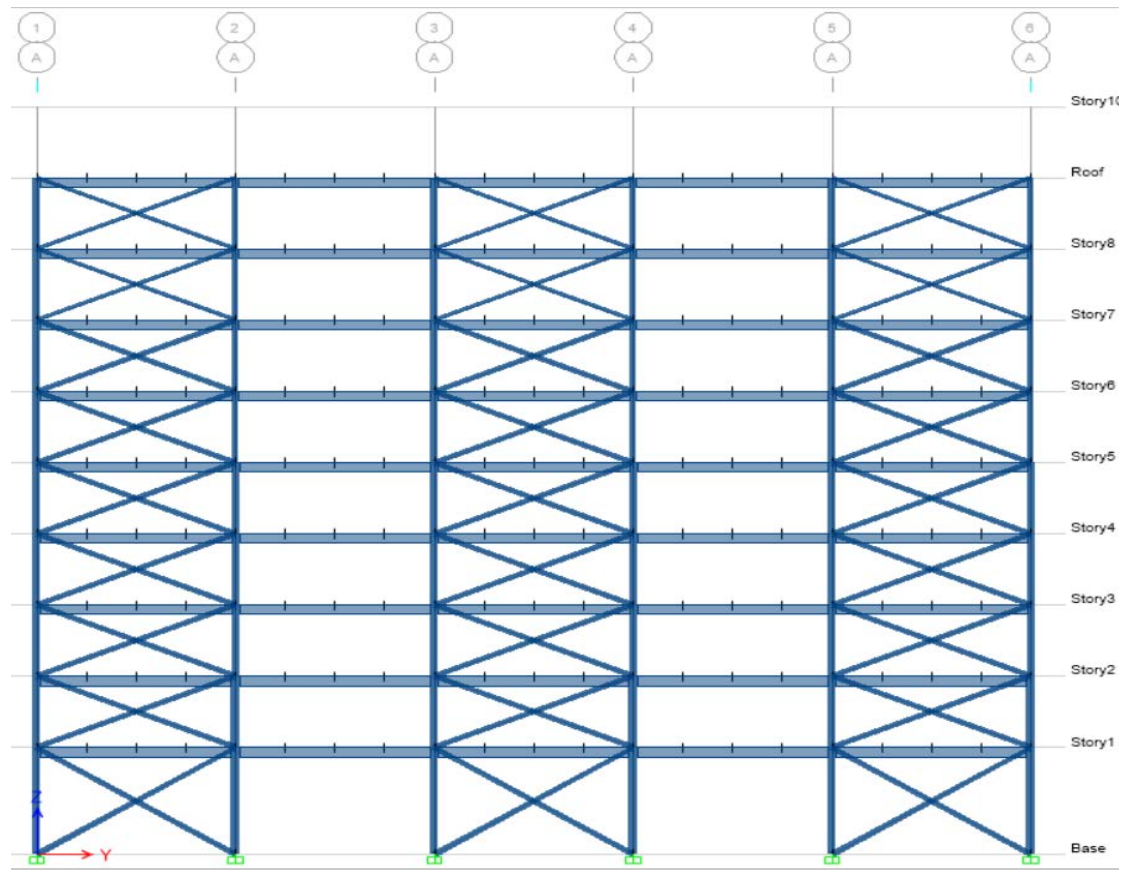
Σχήμα 1.2 Προσανατολισμός υποστυλωμάτων



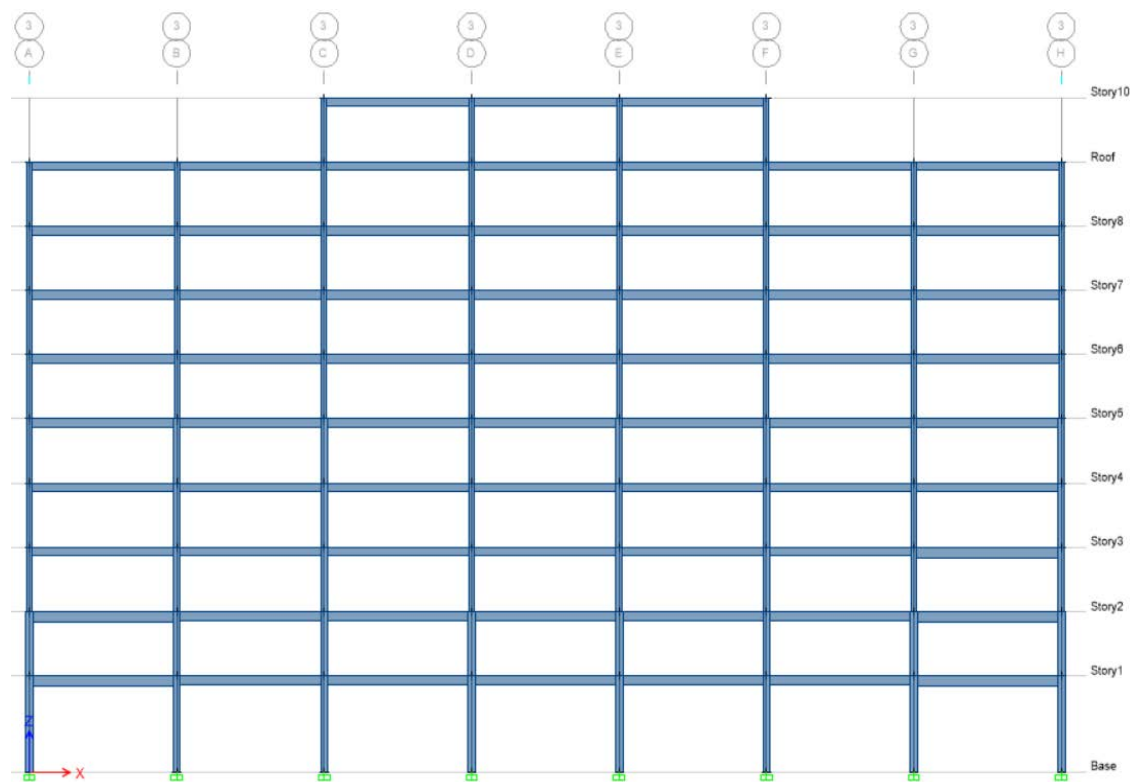
Σχήμα 1.3 Κάτοψη τυπικού ορόφου



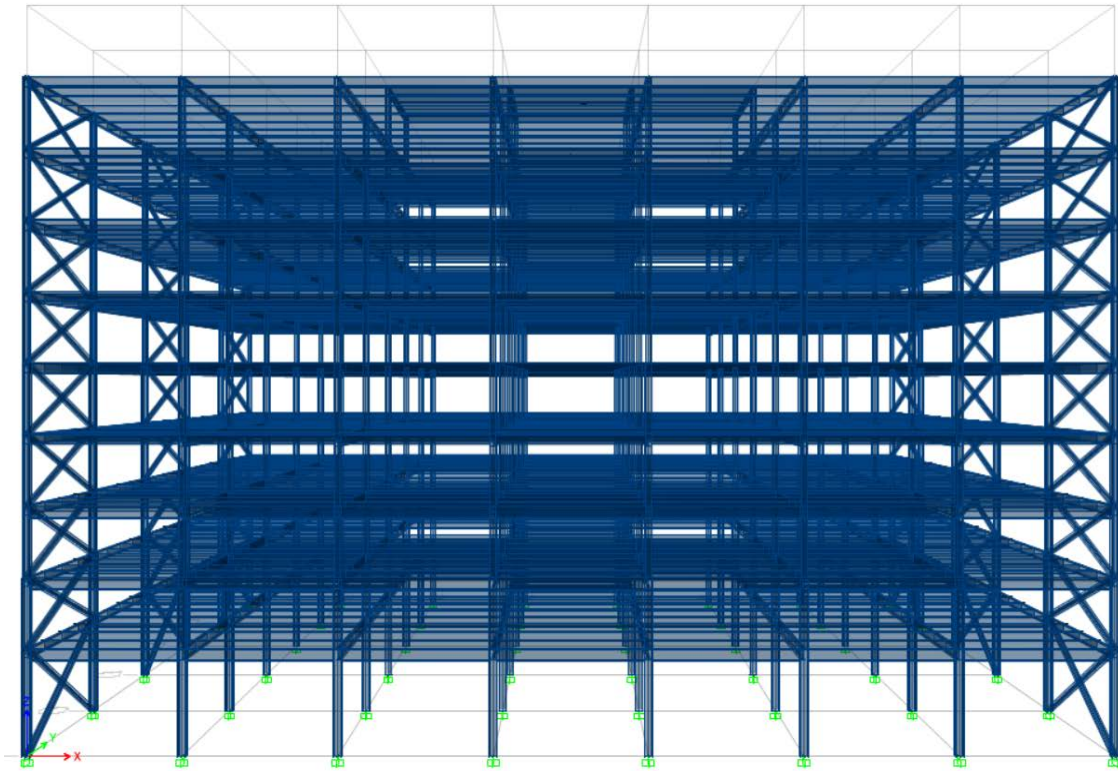
Σχήμα 1.4 Κάτοψη τελευταίου ορόφου



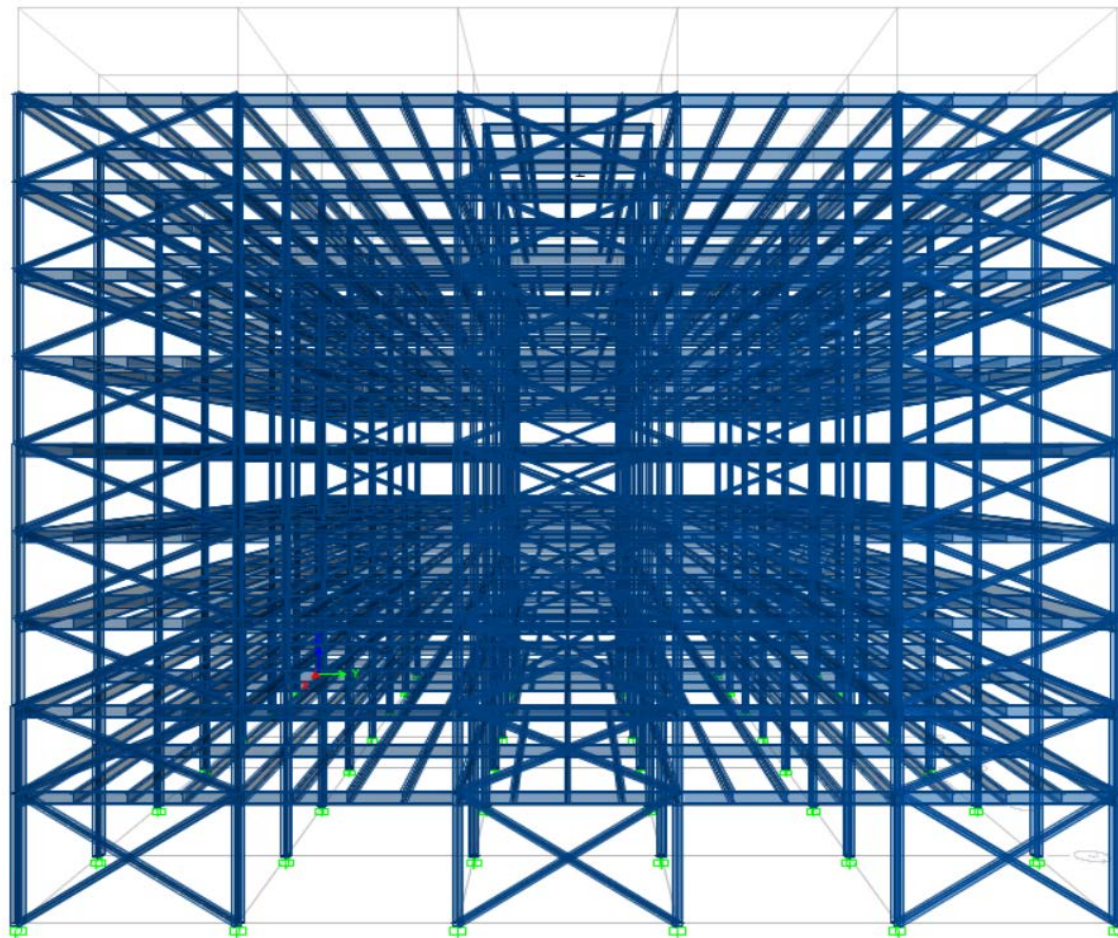
Σχήμα 1.5 Όψη τυπικού πλαισίου κατά τη διεύθυνση Y



Σχήμα 1.6 Όψη τυπικού πλαισίου κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 1.7 Τρισδιάστατη απεικόνιση πλαισίων κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 1.8 Τρισδιάστατη απεικόνιση πλαισίων κατά τη διεύθυνση 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 Ευρωκώδικα 3 :

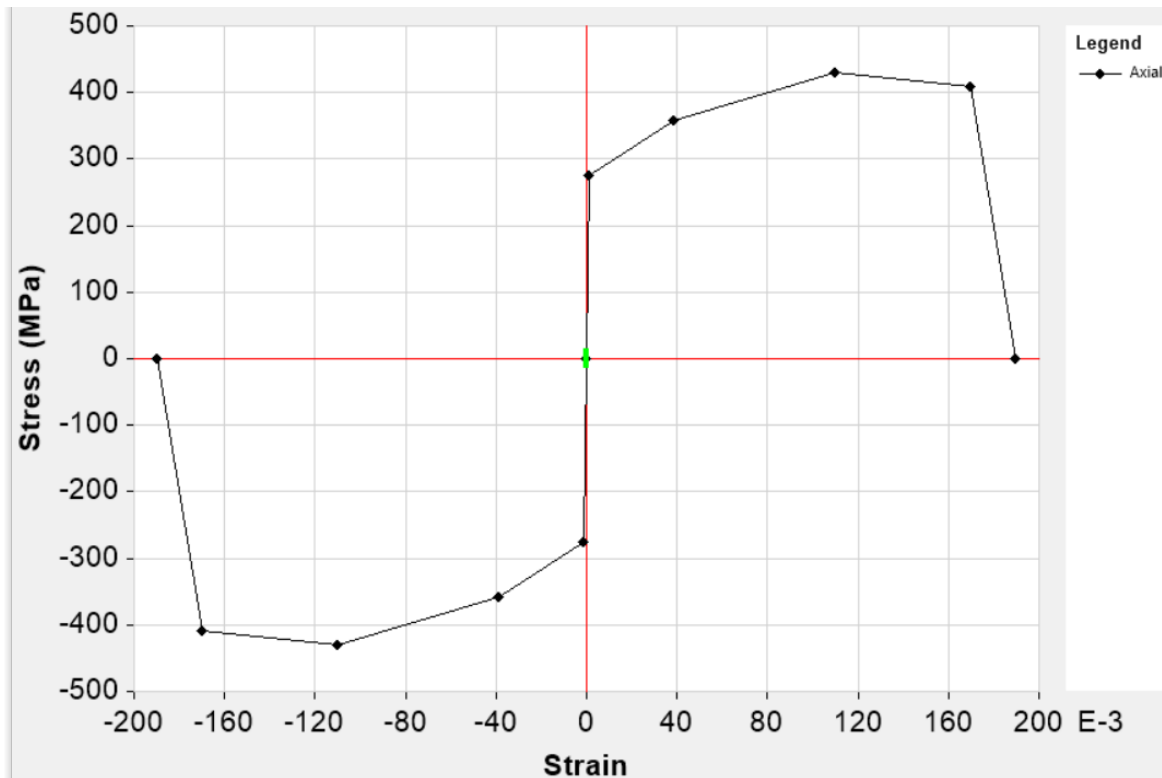
- Αντοχή (όριο) διαρροής :  $f_y = 275 \text{ MPa (N/mm}^2) = 27,5 \text{ KN/cm}^2$
- Εφελκυστική αντοχή ( αντοχή θραύσης ) :  $f_u = 430 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος :  $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας :  $E_s = 210 \text{ GPa} = 210.000 \text{ MPa} = 21.000 \text{ KN/cm}^2$
- Μέτρο 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 Name and Type	
Material Name	S275
Material Type	Steel, Isotropic

Design Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, $F_y$	275 MPa
Minimum Tensile Strength, $F_u$	430 MPa
Effective Yield Stress, $F_{ye}$	302.5 MPa
Effective Tensile Strength, $F_{ue}$	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 τον 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  $^{\circ}\text{C}$

### 2.1.3 Χάλυβας οπλισμού B500C

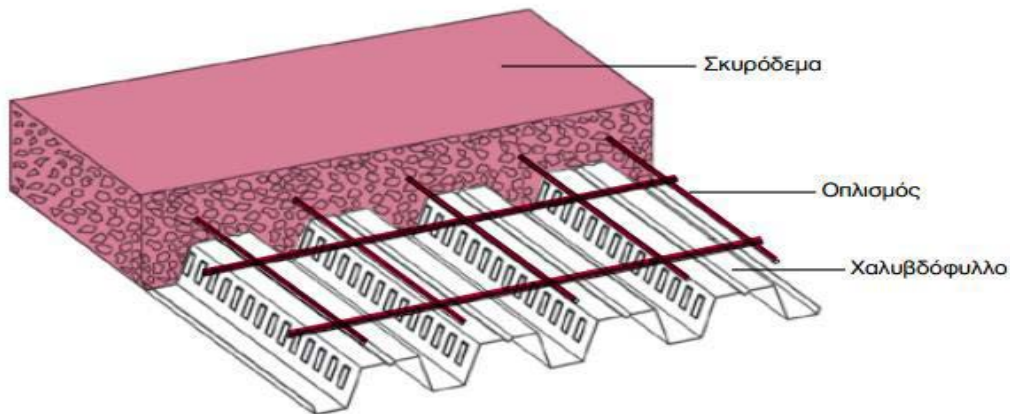
Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής :

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

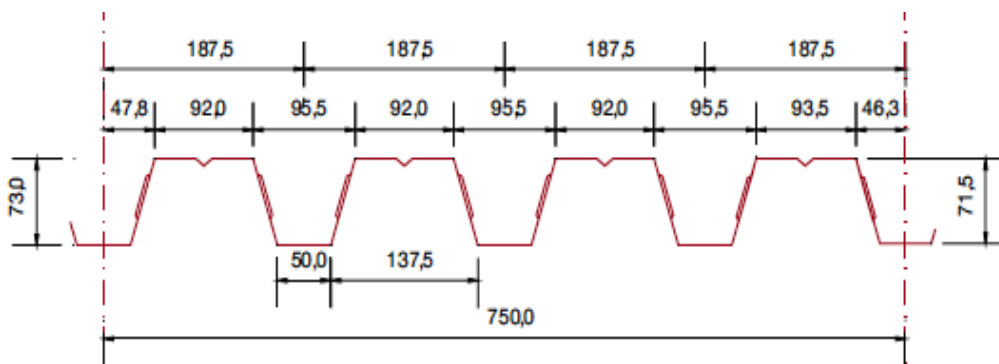


### 2.1.4 Χαλυβδόφυλλο (Σύμμεικτης πλάκας)

Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάστηκαν ως σύμμεικτες (ταυτόχρονη χρήση χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος με ενδιάμεση σχάρα οπλισμού, η οποία αποτρέπει τη ρηγματώση 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.



Σχήμα 2.3 Διαμόρφωση σύμμεικτης πλάκας



Σχήμα 2.4 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

## 2.2 Κατηγορίες φορτίων ( δράσεων )

### 2.2.1 Γενικά

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 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.

### 2.2.2 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
- Φορτία επικαλύψεων (πλάκες)  $g = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

### 2.2.3 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, 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 κατανομημένα ( $q_k$ ) και ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του κτηρίου παίρνουν τιμές καθορισμένες από το κανονισμό. Το συγκεκριμένο κτήριο ανήκει στη κατηγορία Β και για αυτό

σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα τα κινητά φορτία είναι ίσα με  $5 \text{ KN} / \text{m}^2$  και  $2 \text{ KN} / \text{m}^2$  στην οροφή του κτηρίου.

#### 2.2.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου (Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1991-1-4) κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν 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 υπόψιν με το συντελεστή τραχύτητας εδάφους  $v_o(z)$ )
- Η τοπογραφία (λαμβάνεται υπόψιν 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).

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

Όπου

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

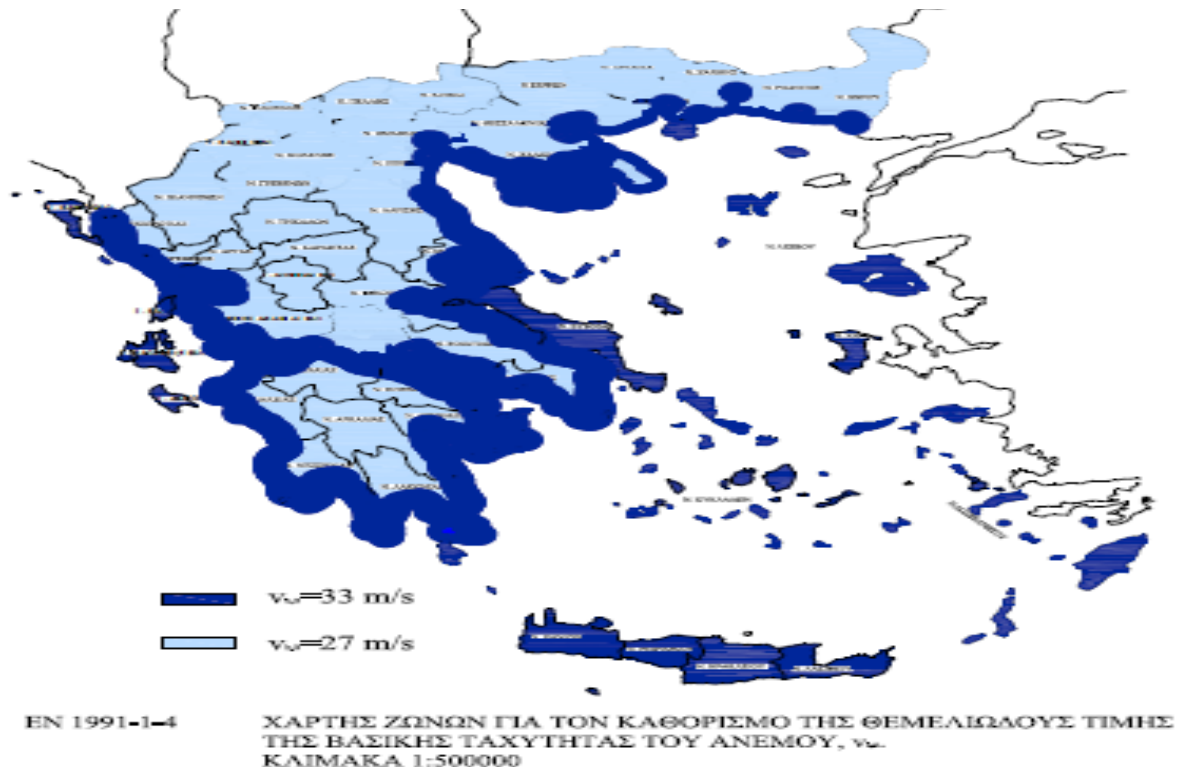
$c_{dir}$  : ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

$c_{season}$  : 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 2.5 Χάρτης ζωνών για τον καθορισμό της  $v_{b,o}$

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m} \quad (2.9\alpha)$$

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

Όπου

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

Η μέση ταχύτητα του ανέμου δίνεται από τη σχέση :

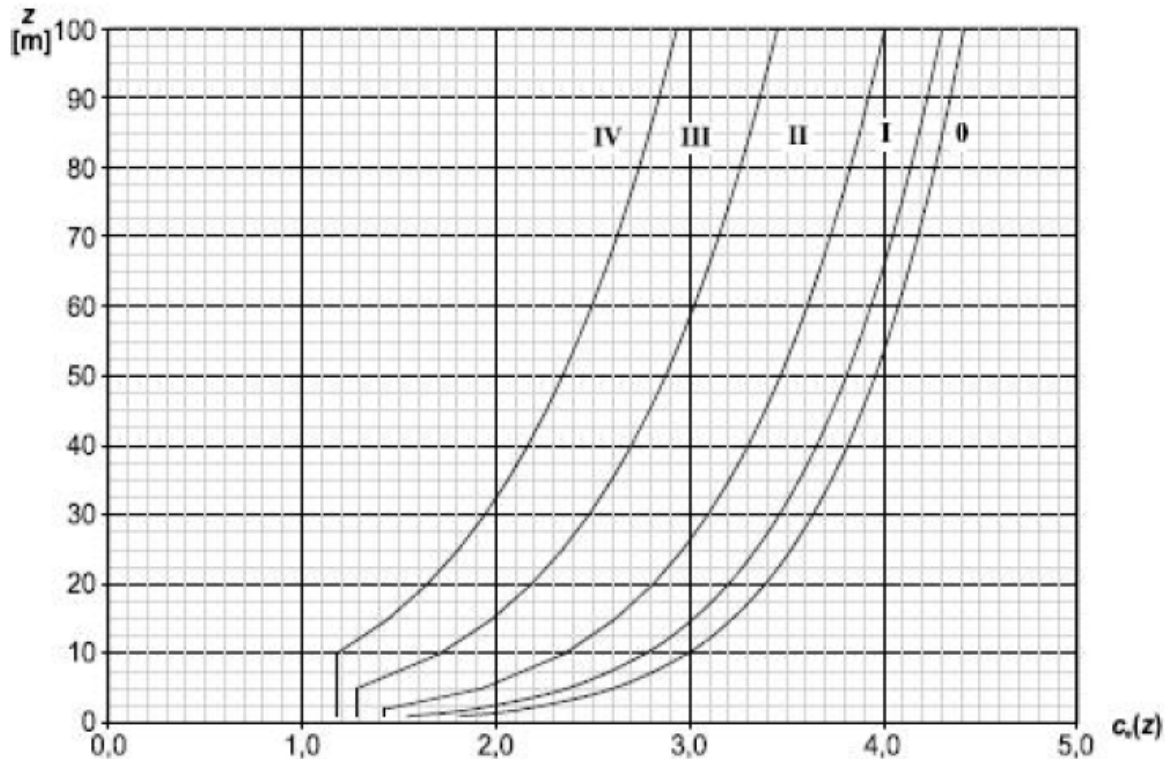
$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (2.10)$$

όπου

$c_r(z)$  : ο συντελεστής τραχύτητας

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

Για επίπεδο έδαφος ( $c_0(z) = 1,0$ ) ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  δίνεται από το διάγραμμα του σχήματος 2.6 που ακολουθεί, ως συνάρτηση του ύψους  $z$  πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους :



Σχήμα 2.6 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$  για  $c_0(z) = 1,0$  και  $k_1 = 1,0$

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 :

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200\text{m} \quad (2.11\alpha)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (2.11\beta)$$

όπου :

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,IV}}\right)^{0,07} \quad (\text{Συντελεστής εδάφους}) \quad (2.12)$$

Στις σχέσεις 2.11α, 2.11β και 2.12 :

$z_0$  : Μήκος τραχύτητας (σε μέτρα m), από τον Πίνακα 2.9

όπου  $z_0 = z_{0,IV} = 1 \text{ m}$  (κατηγορία εδάφους IV, από τον πίνακα 2.9)

$z_{min}$  : το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 2.9

$z_{max}$  : 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.

	Κατηγορία εδάφους	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	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) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1,0	10

Πίνακας 2.1 Κατηγορίες εδάφους κι αντίστοιχες παράμετροι εδάφους

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 W 0 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 = Story10

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)]

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

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

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

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{0.05}\right)^{0.07} \quad k_r = 0,234329$$

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

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

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

### Lateral Loading

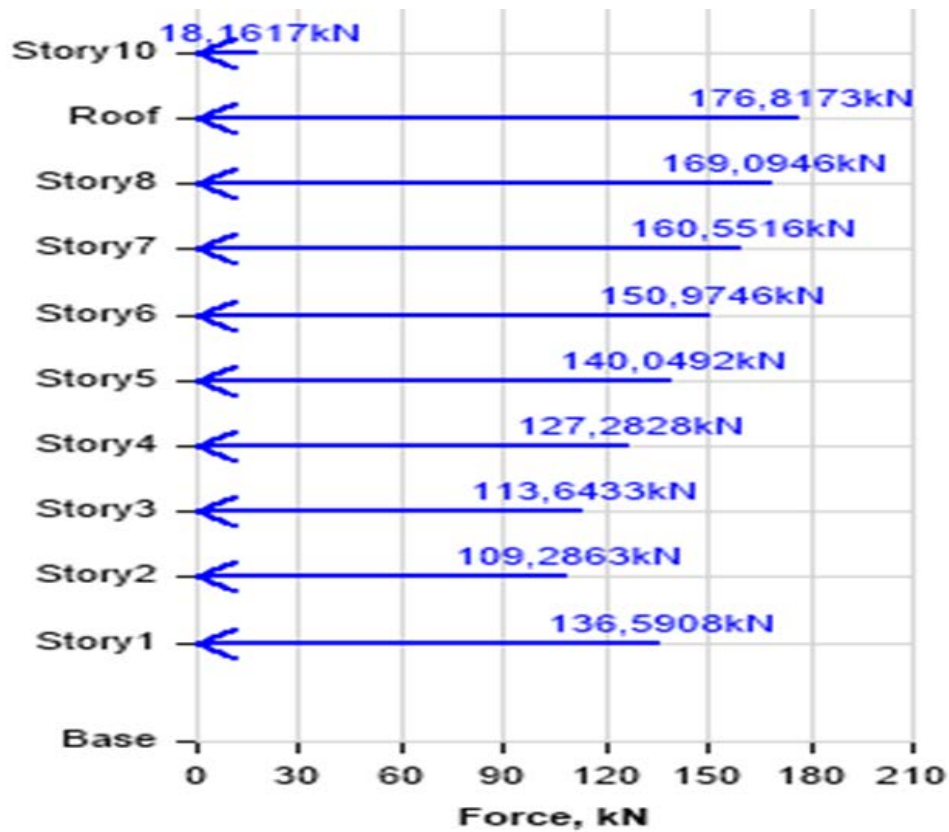
Peak Velocity Pressure,  $q_p(z)$  [EC 4.5(1) Eq. 4.8]

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

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

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





Σχήμα 2.7 Κατανομή φορτίων ανέμου κατά τη διεύθυνση 0°

### EUROCODE1 2005 Auto Wind Load Calculation

This calculation presents the automatically generated lateral wind loads for load pattern W 90 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, $C_{p,\text{wind}}$	$C_{p,\text{wind}} = 0,8$
Leeward Coefficient, $C_{p,\text{lee}}$	$C_{p,\text{lee}} = 0,5$
Air Density, $\rho$	$\rho = 1,25$

Top Story = Story10

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  $z < z_{min}$

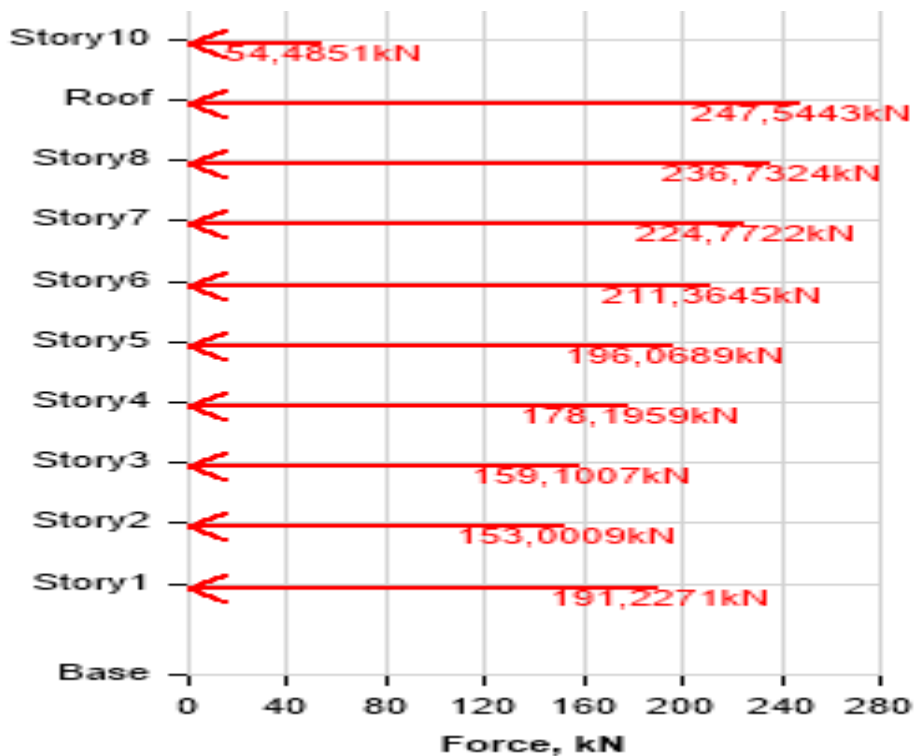
Terrain Factor,  $k_r$  [EC 4.3.2(1) Eq. 4.5]  $k_r = 0.19(\frac{z_0}{0.05})^{0.05}$   $k_r = 0,234329$

Roughness Factor,  $c_r(z)$  [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,  $q_p(z)$  [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]  $w = q_p(z) c_s c_d (c_{p,wind} + c_{p,lee})$



Σχήμα 2.8 Κατανομή φορτίων ανέμου κατά τη διεύθυνση  $90^\circ$

## 2.2.5 Φορτίο 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) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :  $s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$  (2.1)

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

Όπου

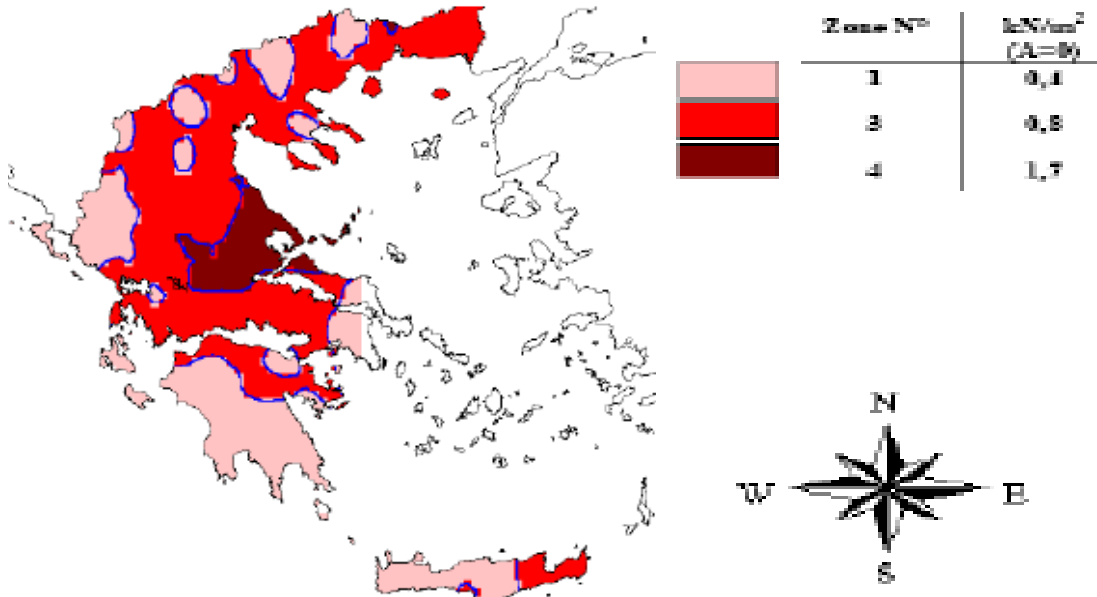
- $\mu_i$  : είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για στέγη μονόκλινη με  $\alpha=0^\circ$  είναι ίσος με 0,8
- $s_{Ad} = C_{esl} * s_k$  : είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση ( $C_{esl} = 2,0$  : συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού)
- $C_e$  : 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

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). Κάτωθι διακρίνονται οι ακόλουθες ζώνες :

- 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.



Σχήμα 2.9 Χάρτης με τις τρεις ζώνες χιονιού στον ελληνικό χώρο

Ο φορέας αφορά την περιοχή της Κεφαλονιάς , 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  $S = 0,50 \text{ KN/m}^2$  .

### 2.2.6 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**

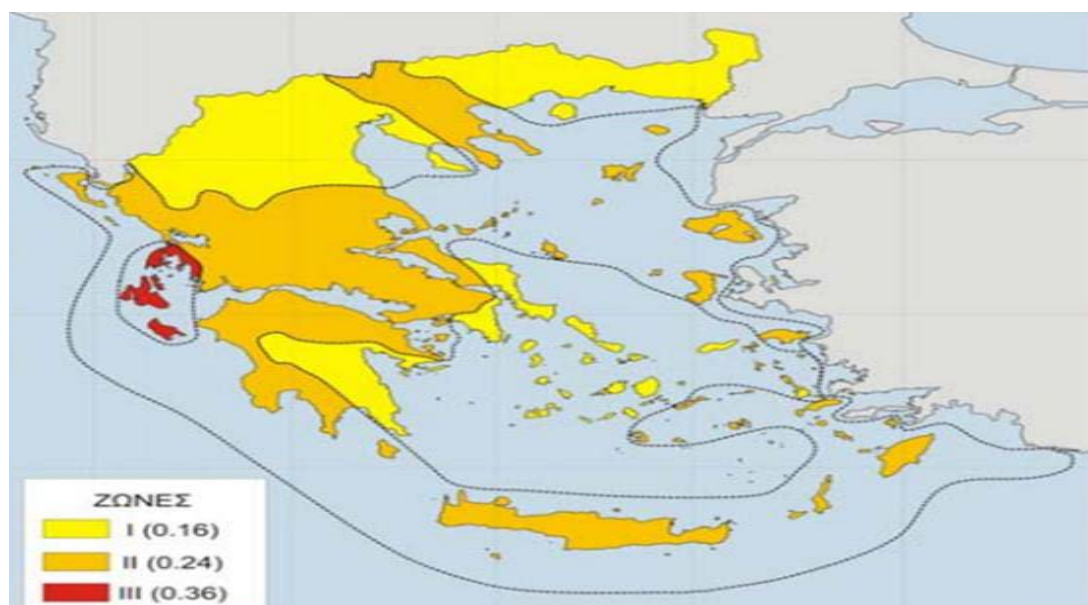
Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους Α,Β,С, D και Ε ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω. Η διάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων,  $V_{s,30}$ , εάν είναι διαθέσιμη αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή  $N_{SPT}$  (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.

### **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:

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

Πίνακας 2.2 Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{g,R}$  ανά ζώνη



Σχήμα 2.10 : 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 A 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.

Κατηγορία	$\gamma_i$	Χρήση κτιρίου
I	0.8	Κτήρια δευτερεύουσας σημασίας για την δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτήρια κλπ.
II	1.0	Συνήθη κτήρια που δεν ανήκουν στις προηγούμενες κατηγορίες.
III	1.2	Κτήρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, κλπ.
IV	1.4	Κτήρια 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.

Πίνακας 2.3 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας  $\gamma_i$  για κτήρια

Για την κατασκευή μας, έχουμε έδαφος κατηγορίας Β, Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III (Z3), άρα  $a_{g,R} = 0,36 \cdot g$  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 πλαστιμότητα, 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 πλαστιμότητας είτε μεσαία (ΚΠΜ), είτε υψηλή (ΚΠΥ) είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Στον πίνακα 2. παρουσιάζονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q, ανάλογα με το υλικό και το δομικό σύστημα :

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. Οπλισμένα (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

Πίνακας 2.4 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

### 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 :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta+5}} \quad (2.14)$$

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

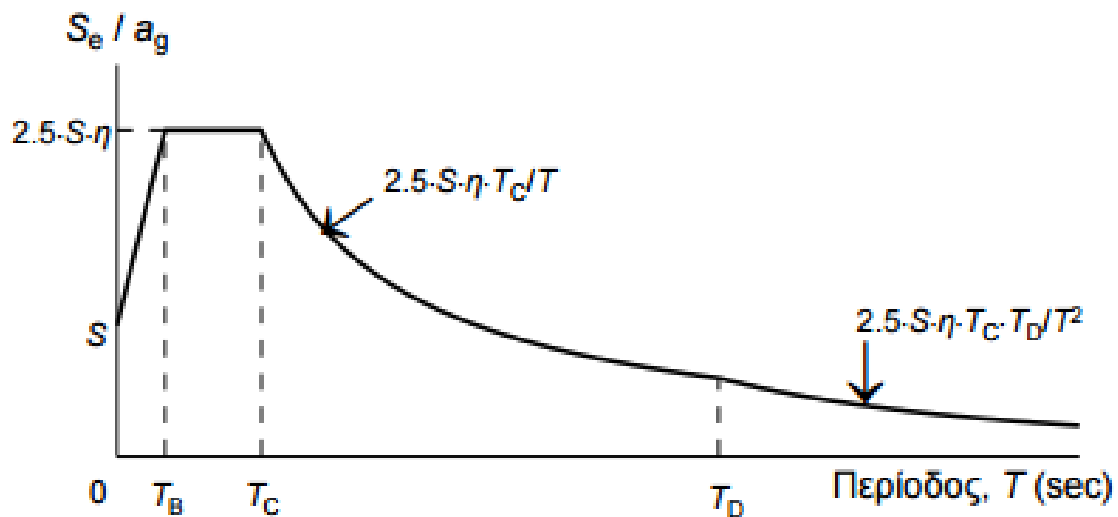
Για ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμικό σχεδιασμό (απορρόφηση ενέργειας μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων) γίνεται ανάλυση με φάσμα σχεδιασμού μειωμένο σε σχέση με το ανελαστικό φάσμα. Η μείωση γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Για την οριζόντια συνιστώσα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

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

Εδαφικός τύπος	S	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (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

Πίνακας 2.5 Χαρακτηριστικές τιμές παραμέτρων του φάσματος





Σχήμα 2.11 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. (Μόνιμες δράσεις) και 2. (Μεταβλητές δράσεις).

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 2.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μονίμων δράσεων  $\gamma_G$

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

Πίνακας 2.7 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων  $\gamma_Q$

### 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.

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

Πίνακας 2.8 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{M0}$

## 2.4 Συνδυασμοί δράσεων

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.

### 2.4.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων

Κατά το συνδυασμό των δράσεων, χρησιμοποιούνται οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  (πίνακας 2.9) , οι οποίοι λαμβάνουν υπόψιν την περιορισμένη πιθανότητα συνύπαρξης των ακραίων τιμών των διαφόρων μεταβλητών δράσεων στο φορέα.

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 : <u>Οροφές (Στέγες)</u>	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

Πίνακας 2.9 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  για κτήρια

#### 2.4.2 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 διάρκειας 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 X και Y

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.

### 2.4.3 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 :

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

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

Combinations ( SLS )	Number	DEAD	LIVE	WIND 0	WIND 90	SNOW
DStID	1	1	1	0,6		0,5
DStID	2	1	1		0,6	0,5
DStID	3	1	1			0,5
DStID	4	1	0,7		0,6	1
DStID	5	1	0,7	0,6		1
DStID	6	1	0,7	1		0,6
DStID	7	1	0,7		1	0,6

Πίνακας 2.10 Συνδυασμοί στην λειτουργικότητα (Ο.Κ.Λ)

Combinations	Number	Dead	Live	W 0	W 90	RSP X 0,36g	RSP Y 0,36g	Ex_0,36 (Modal)	Ey_0,36 (Modal)	Ex_0,36 ( Ct )	Ey_0,36 ( 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±0,3RSPY +G+0,3Q	41	1	0,3			±1	±0,3				
±RSPY±0,3RSPX +G+0,3Q	42	1	0,3			±0,3	±1				

Πίνακας 2.11 Συνδυασμοί στην αστοχία (Ο.Κ.Α)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup> ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ

### 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 οριζόντιων

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 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, υποστυλώμα ) 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 δικτυώματος 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 Π3.1, Π3.1, Π3.1 .

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
					Άξονας κάμψης	
					Άξονας Κάμψης	
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  $\epsilon_y > f_y/E$

Σχήμα 3.1 Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων



Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
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	$h/t \leq 15 \cdot \epsilon : \frac{b+h}{2 \cdot t} \leq 11,5 \cdot \epsilon$

Σχήμα 3.2 Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων

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

Σχήμα 3.3 Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών

### 3.5 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:

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

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

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

όπου  $A_n$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

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

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  $A_n = 1,04 h_w t_w$   
 $t_w$  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  $A_n = 2 b t_f$

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

## **3.6 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

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

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

$\alpha$  είναι συντελεστής ατελειών

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

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

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

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

Σχήμα 3.4 Συντελεστής ατελειών για καμπύλες λυγισμού

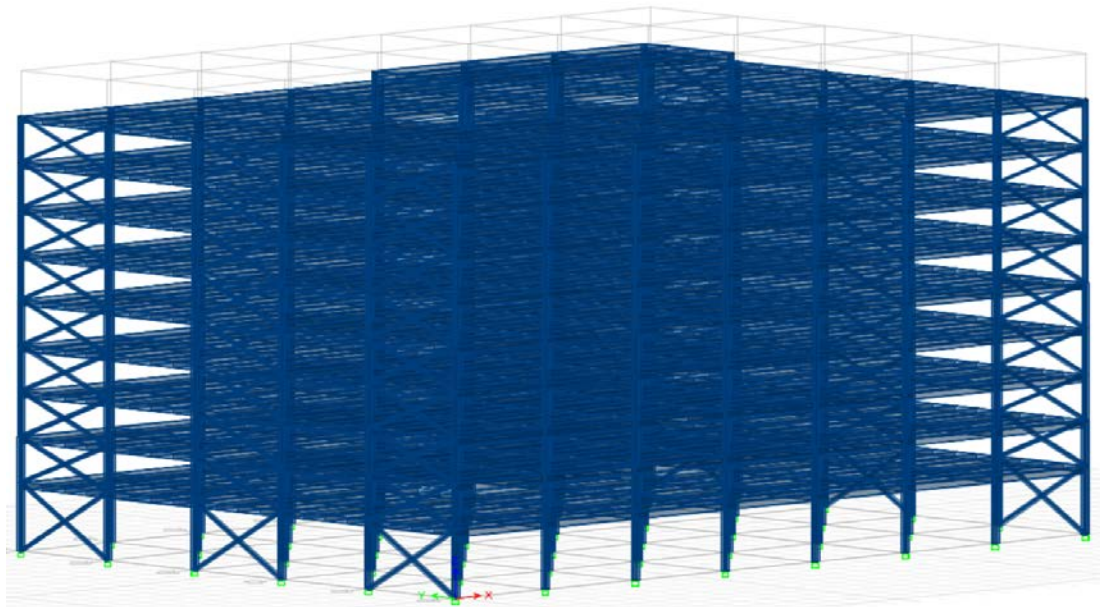
Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	<b>a</b>
	$h/b > 2$	<b>b</b>
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	<b>c</b>
	$h/b > 2$	<b>d</b>
Άλλες διατομές	-	<b>d</b>

Σχήμα 3.5 Καμπύλη λυγισμού συναρτήση τύπου διατομής

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup> ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

### 4.1 Γενικά

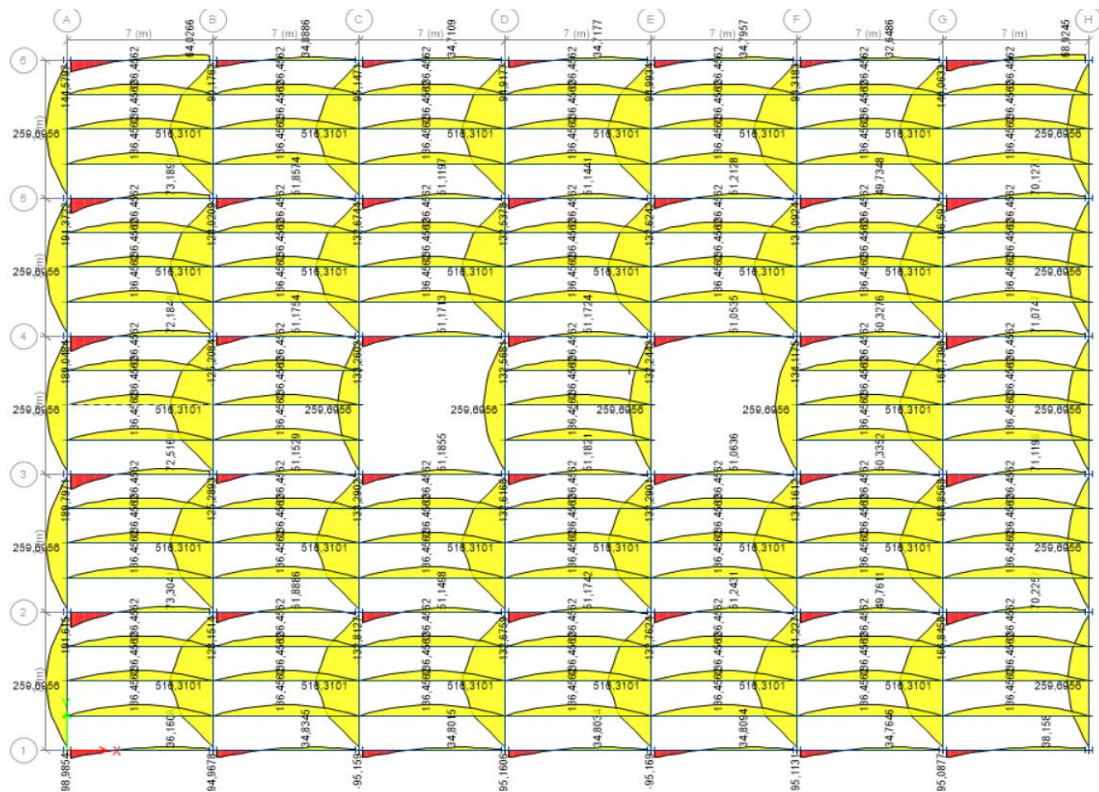
Το κτήριο λειτουργεί κατά τη διεύθυνση Y με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ κατά την άλλη διεύθυνση X λειτουργεί πλαισιακά. Ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά τη διεύθυνση της πλαισιακής λειτουργίας ορίζεται  $q_x=5$ , ενώ κατά την άλλη διεύθυνση Y ορίζεται  $q_y=4,5$ . Αρχικά, οι πλάκες μέσω της σύμμικτης λειτουργίας τους μεταβιβάζουν τα φορτία από την πλάκα στις διαδοκίδες. Τα νεκρά και κινητά φορτία μερίζονται στις διαδοκίδες και τις δοκούς κατά τη διεύθυνση X βάση του μήκους επιρροής τους. Εν συνεχεία, οι δοκοί κατά τη διεύθυνση Y φορτίζονται σημειακά από τις αντιδράσεις των διαδοκίδων. Έπειτα, ροπές και αξονικές μεταβιβάζονται από τις δοκούς στα υποστυλώματα έως και τη θεμελίωση τους.



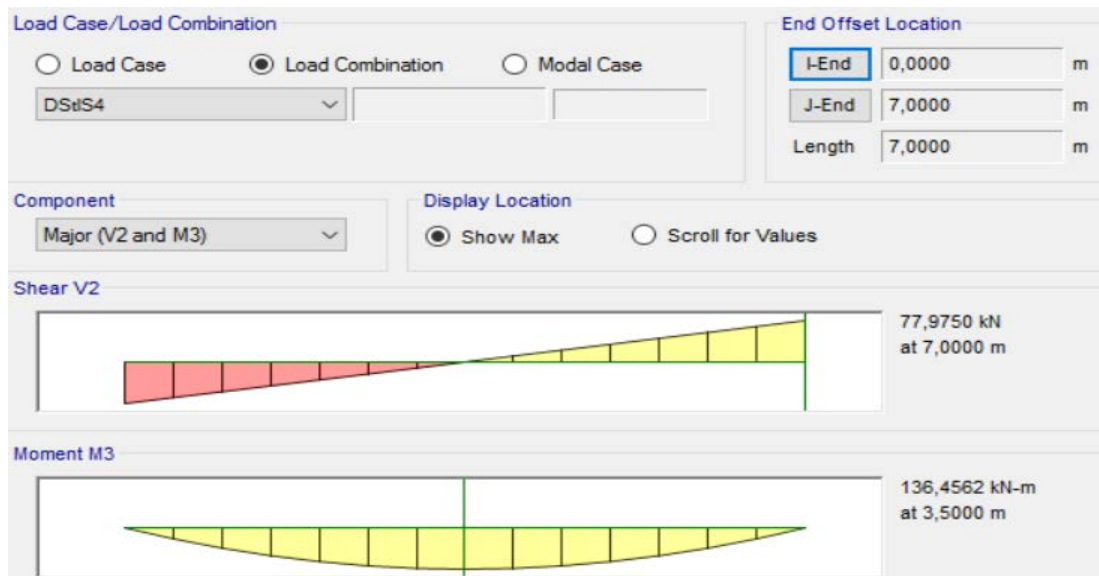
Σχήμα 4.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου

### 4.2 Διαδοκίδες

Στην κατασκευή τοποθετήθηκαν αποκλειστικά διαδοκίδες κατηγορίας IPE400. Αρχικά, θα ελεγχθεί η διατομή IPE 400 σε οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Η διαδοκίδα είναι καμπτόμενη με ομοιόμορφα κατανομημένο κατακόρυφο φορτίο (σκυρόδεμα και χαλυβδόφυλλο) η οποία λειτουργεί ως αμφιέρειστη δοκός.



Σχήμα 4.2 Διάγραμμα ροπών για τον κρίσιμο συνδυασμό



Σχήμα 4.3 Διάγραμμα εντατικών μεγεθών μέλους ΙΡΕ400

### Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Η ζώνη επιρροής του φορτίου είναι 1,75 m , το μόνιμο φορτίο που ασκείται είναι  $3,5 \text{ Kn} / \text{m}^2$  και το κινητό  $5,00 \text{ Kn} / \text{m}^2$ .

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

Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη διατομής κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη

$$\text{Εξωτερικό μέγεθος : } M_{Ed} = \frac{q L^2}{8} = \frac{21,39375}{8} 7^2 = 131,04 \text{ Knm}$$

$$\text{Αντοχή : } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} f_y = \frac{275 * 1,307}{1,0} = 359,425 \text{ Knm}$$

$$\text{Έλεγχος : } M_{pl,Rd} > M_{Ed}$$

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

Έλεγχος επάρκειας έναντι τέμνουσας

$$\text{Εξωτερικό μέγεθος : } V_{Ed} = \frac{q L}{2} = 21,39375 * \frac{7}{2} = 74,88 \text{ KN}$$

$$\text{Αντοχή : } V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} * \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 4,273 * \frac{275}{\sqrt{3}} = 678,429 \text{ Kn}$$

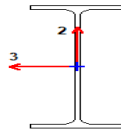
$$\text{Έλεγχος : } V_{pl,Rd} > V_{Ed}$$

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
Story1	B216	2129	7000	7000	DStIS2	Beam

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	IPE400-1	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	0,96

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (m <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (m <sup>4</sup> )
8,45E-03	0	165,4	1,157E-03	4,273E-03	1,307E-03	0	0

I <sub>zz</sub> (m <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (mm)	W <sub>el,zz</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (m <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	39,5	0	5,242E-03	0	0	400

A <sub>eff</sub> (m <sup>2</sup> )	e <sub>Ny</sub> (mm)	e <sub>Nz</sub> (mm)	W <sub>ef,yy</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>ef,zz</sub> (m <sup>3</sup> )
8,45E-03	0	0	1,157E-03	0

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)
7000	0	0	0	77,975	0	0

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

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

$$0,891 = 0 + 0,891 + 0$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	1	7000	42,31
Major Braced	1	1	7000	42,31
Minor (z-z)	1	1	7000	177,243
Minor Braced	1	1	7000	177,243
LTB	1	1	7000	177,243

Axial Force Design

	N <sub>Ed</sub> Force Kn	N <sub>c,Rd</sub> Capacity Kn	N <sub>t,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>b,y,Rd</sub> Major Kn	N <sub>b,z,Rd</sub> Minor Kn
Axial	0	2323,75	2323,75	2156,7938	469,1806

N <sub>pl,Rd</sub> Kn	N <sub>u,Rd</sub> Kn	N <sub>cr,T</sub> kN	N <sub>cr,TF</sub> Kn	A <sub>n</sub> / A <sub>g</sub> Unitless
2323,75	2616,12	2148,544	2148,5437	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	N <sub>cr</sub> (kN)	λ	Φ	X	N <sub>bd,Rd</sub> (kN)
Major (y-y)	A	0,21	9783,5978	0,487	0,649	0,928	2156,7938
MajorB (y-y)	A	0,21	9783,5978	0,487	0,649	0,928	2156,7938
Minor (z-z)	B	0,34	557,4917	2,042	2,897	0,202	469,1806
MinorB (z-z)	B	0,34	557,4917	2,042	2,897	0,202	469,1806



Torsional TF	Curve B	A 0,34	$N_{cr}$ (kN) 2148,5437	$\lambda$ 1,04	$\Phi$ 1,184	X 0,572	$N_{bd,Rd}$ (kN) 1328,901
--------------	------------	-----------	----------------------------	-------------------	-----------------	------------	------------------------------

#### 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	136,4562	359,425	359,425	359,425	153,1444
Minor (z-z)	0	0	62,975	62,975	62,975	

#### Moment Designs

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

LTB	Curve B	$\alpha_{LT}$ 0,34	$\lambda_{LT}$ 1,302	$\Phi_{LT}$ 1,534	$\chi_{LT}$ 0,426	$C_1$ 1,14	$M_{cr}$ (kN-m) 212,1349
-----	------------	-----------------------	-------------------------	----------------------	----------------------	---------------	-----------------------------

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

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	77,975	678,4454	0	0,115	OK
Minor (y)	0	832,3106	0	0	OK

#### Shear Design

Reduction	$V_{pl,Rd}$ (kN) 678,4454	$\eta$ (Unitless) 1,2	$\lambda_w$ (Unitless) 0,543
-----------	------------------------------	--------------------------	---------------------------------

#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
77,975	DStIS40	77,975	DStIS40

### 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.

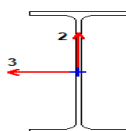
Οι υπερβολικές μετατοπίσεις μπορεί να προκαλέσουν ανεπιθύμητα αποτελέσματα. Μεταξύ αυτών αναφέρονται οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής, οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών και η οπτική ενόχληση στους χρήστες. Οι

μετατοπίσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία του φορέα και όχι με την αντοχή του.

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 (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type
Story1	B216	2129	7000	3500	DStID2	Beam

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

Element Type	Section	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	IPE400-1	Yes

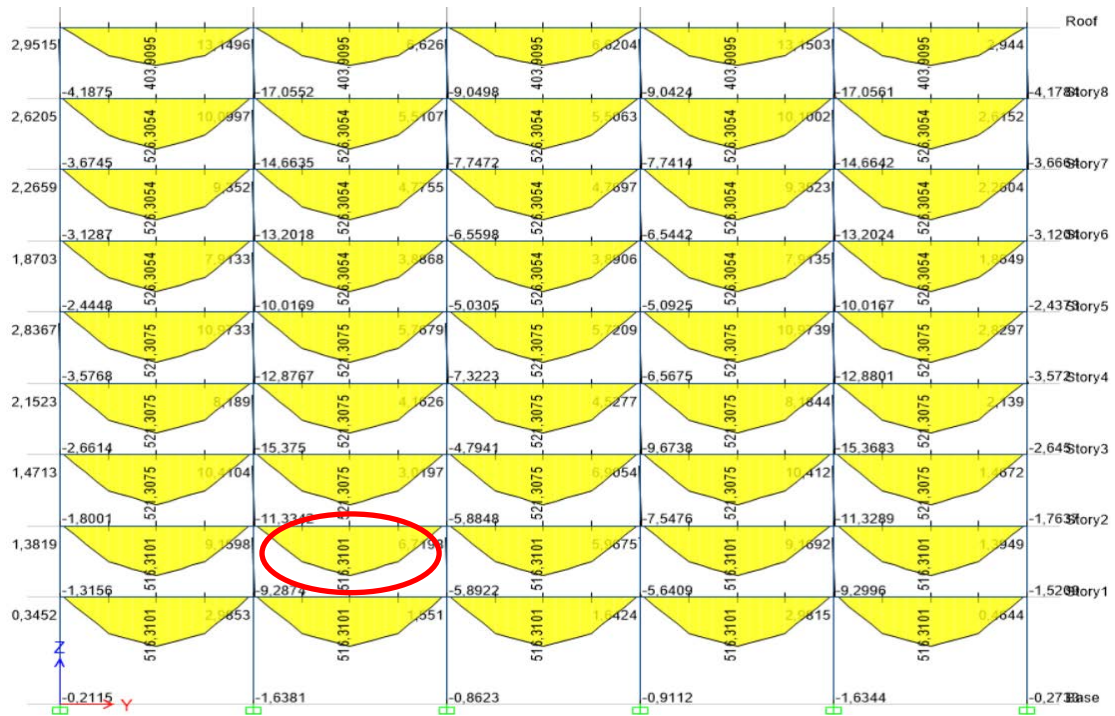
#### DEFLECTION DESIGN (Combo DStID2)

Type	Consider	Deflection mm	Limit Mm	Ratio	Status
Dead Load	Yes	4,3	58,3	0,075	OK
Super DL + Live Load	Yes	5,6	58,3	0,096	OK
Live Load	Yes	5,6	19,4	0,288	OK
Total Load	Yes	10	29,2	0,341	OK
Total – Camber	Yes	10	29,2	0,341	OK

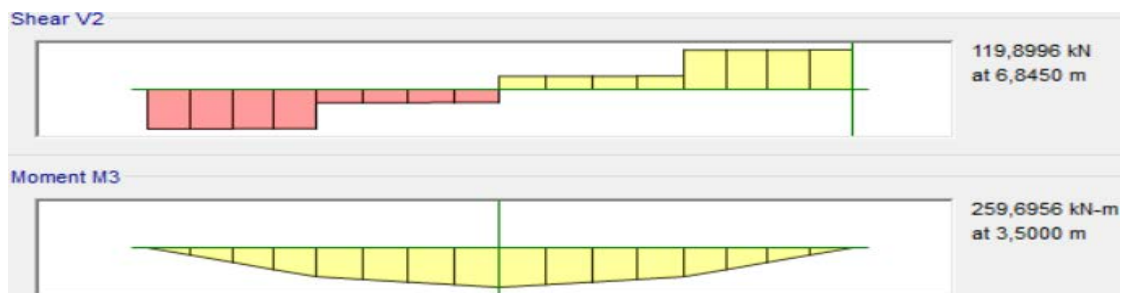
### 4.3 Δοκοί κατά τη διεύθυνση Y ( κύριες δοκοί )

Κατά τη διεύθυνση y το στατικό μοντέλο είναι αμφιαρθρωτές 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 IPE400 .

Αρχικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου και διαστασιολόγησης της πιο κρίσιμης δευτερεύουσας δοκού , διατομής IPE500.



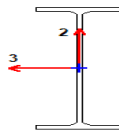
Σχήμα 4.4 Διάγραμμα ροπών για τον κρίσιμο συνδυασμό



Σχήμα 4.5 Διάγραμματα εντατικών μεγεθών μέλους IPE500

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	B6	51	7000	6845	DStIS2	Beam

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	IPE500-1	Seismic MD	Yes

Design Parameters

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

Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$ 1	$\gamma_{M1}$ 1	$\gamma_{M2}$ 1,25	$A_n / A_g$ 1	LLRF 1	PLLF 0,75	Stress ratio Limit 0,96
--------------------	--------------------	-----------------------	------------------	-----------	--------------	----------------------------

Section Properties

A (m <sup>2</sup> ) 1,16E-02	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> ) 0	$i_{yy}$ (mm) 203,8	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> ) 1,928E-03	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> ) 6,035E-03	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> ) 2,194E-03	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> ) 0	$I_t$ (m <sup>4</sup> ) 0
---------------------------------	---------------------------------	------------------------	--	--	--	---------------------------------	------------------------------

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> ) 0	$i_{zz}$ (mm) 43	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> ) 0	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> ) 6,826E-03	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> ) 0	$I_w$ (m <sup>6</sup> ) 0	h (mm) 500
---------------------------------	---------------------	------------------------------------	--	------------------------------------	------------------------------	---------------

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> ) 1,16E-02	$e_{Ny}$ (mm) 0	$e_{Nz}$ (mm) 0	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> ) 1,928E-03	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> ) 0
---	--------------------	--------------------	--	------------------------------------

Material Properties

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

Stress Check Forces and Moments

Location (mm) 6845	$N_{Ed}$ (kN) 0	$M_{Ed,yy}$ (kN-m) 0	$M_{Ed,zz}$ (kN-m) 0	$V_{Ed,z}$ (kN) 237,957	$V_{Ed,y}$ (kN) 0	$T_{Ed}$ (kN-m) 0
-----------------------	--------------------	-------------------------	-------------------------	----------------------------	----------------------	----------------------

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

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

$$0,924 = 0 + 0,924 + 0$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	0,956	6690	32,819
Major Braced	1	0,956	6690	32,819
Minor (z-z)	1	0,25	1750	40,725
Minor Braced	1	0,25	1750	40,725
LTB	1	0,25	1750	40,725

Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force Kn	$N_{c,Rd}$ Capacity Kn	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{bvy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor Kn
Axial	0	3190	3190	3057,5385	2863,5158

$N_{pl,Rd}$ Kn	$N_{u,Rd}$ Kn	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ Kn	$A_n / A_g$ Unitless
3190	3591,36	21141,438	21141,4378	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	X	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	A	0,21	22321,01	0,378	0,59	0,958	3057,5385
MajorB (y-y)	A	0,21	22321,01	0,378	0,59	0,958	3057,5385
Minor (z-z)	B	0,34	14496,4749	0,469	0,656	0,898	2863,5158
MinorB (z-z)	B	0,34	14496,4749	0,469	0,656	0,898	2863,5158
Torsional TF	B	0,34	21141,4378	0,388	0,607	0,931	2968,7189

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	516,3101	603,35	603,35	603,35	558,6944
Minor (z-z)	0	0	92,4	92,4	92,4	

Moment Designs

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

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	B	0,34	0,4	0,614	0,926	1,033	3766,8609

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,9	1	0,987	0,9	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)	237,957	958,2162	0	0,248	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

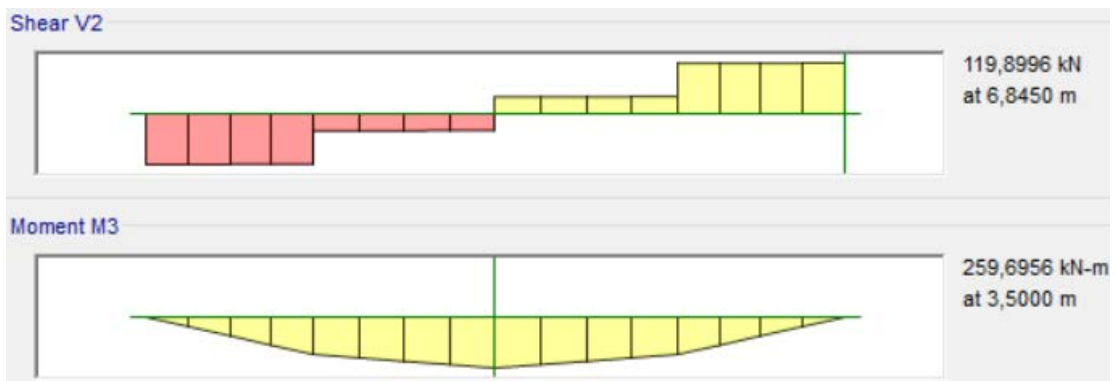
End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
237,957	DStIS40	237,957	DStIS40

Αντίστοιχα για την πιο κρίσιμη δευτερεύουσα δοκό διατομής IPE400 , τα αποτελέσματα της παρουσιάζονται κάτωθι.



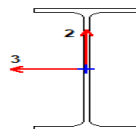
Σχήμα 4.6 Απεικόνιση θέσης δυσμενέστερης δοκού IPE400



Σχήμα 4.7 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους IPE400

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	B1	50	7000	6845	DStIS2	Beam

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	IPE400-1	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	0,96

#### Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
8,45E-03	0	165,4	1,157E-03	4,273E-03	1,307E-03	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	39,5	0	5,242E-03	0	0	400

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
8,45E-03	0	0	1,157E-03	0

#### 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)
6845	0	0	0	119,8996	0	0

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

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

$$0,793 = 0 + 0,793 + 0$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	0,956	6690	40,436
Major Braced	1	0,956	6690	40,436
Minor (z-z)	1	0,25	1750	44,311
Minor Braced	1	0,25	1750	44,311
LTB	1	0,25	1750	44,311

#### 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	2323,75	2323,75	2171,7172	2043,9178

$N_{pl,Rd}$ Kn	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
2323,75	2616,12	12895,0357	12895,0334	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	A	0,21	10711,3063	0,466	0,636	0,935	2171,7172
MajorB (y-y)	A	0,21	10711,3063	0,466	0,636	0,935	2171,7172
Minor (z-z)	B	0,34	8919,8665	0,51	0,683	0,88	2043,9178
MinorB (z-z)	B	0,34	8919,8665	0,51	0,683	0,88	2043,9178
Torsional TF	B	0,34	12895,0334	0,425	0,628	0,916	2129,0925

#### 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	259,6956	359,425	359,425	359,425	327,5095
Minor (z-z)	0	0	62,975	62,975	62,975	

#### Moment Designs

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

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	B	0,34	0,437	0,636	0,911	1,033	1883,9344

	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
Factors	0,9	1	0,987	0,9	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)	119,8996	678,4454	0	0,177	OK
Minor (y)	0	832,3106	0	0	OK

#### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	678,4454	1,2	0,543

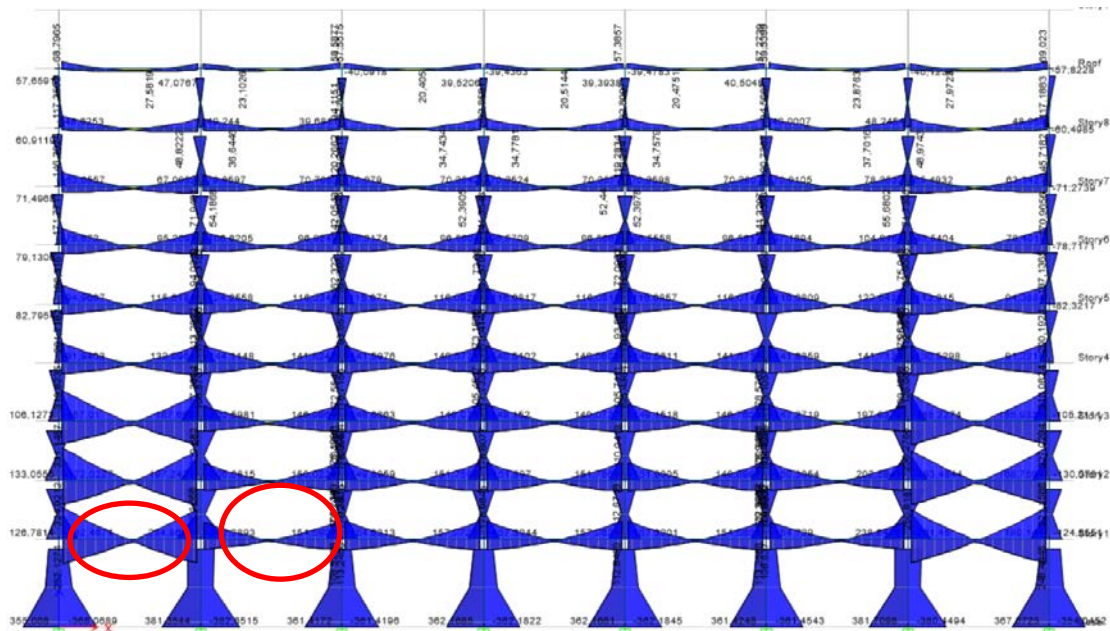
#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
119,8996	DStIS40	119,8996	DStIS40

### 4.4 Δοκοί κατά τη διεύθυνση X ( δευτερεύουσες δοκοί )

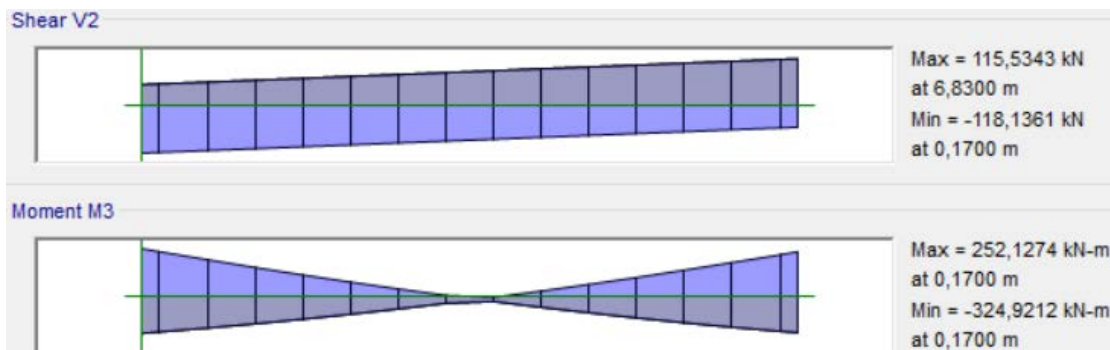
Κατά τη διεύθυνση X το στατικό μοντέλο είναι συνεχείς δοκοί μήκους 7 μέτρων έκαστη. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι κατηγορίας IPE 400 και IPE 500 .





Σχήμα 4.8 Διάγραμμα ροπών για τον κρίσιμο συνδυασμό

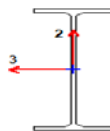
Αρχικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου και διαστασιολόγησης της πιο κρίσιμης κύριας δοκού, διατομής IPE500.



Σχήμα 4.9 Διάγραμμα εντατικών μεγεθών μέλους IPE500

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	B48	4	7000	3257,7	RSPX+0,3RSPY+G+0,3Q	Beam

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Centrically Braced Frame	IPE500-1	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 Envelopes	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
	Yes	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	0,96

Design Code Parameters

Q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4,5	1	1,25

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
1,16E-02	0	203,8	1,928E-03	6,035E-03	2,194E-03	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	43	0	6,826E-03	0	0	500

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
1,16E-02	0	0	1,928E-03	0

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)
3257,7	0	-6,1452	0	-88,3464	0	-0,0011

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

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

$$0,772 = 0 + 0,772 + 0$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	0,951	6660	32,672
Major Braced	1	0,951	6660	32,672
Minor (z-z)	1	0,951	6660	154,986
Minor Braced	1	0,951	6660	154,986

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
LTB	1	0,951	6660	154,986

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity Kn	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$N_{b_{yy},Rd}$ Major kN	$N_{b_{zz},Rd}$ Minor Kn
Axial	0	3190	3190	3058,9175	815,5936

$N_{pl,Rd}$ Kn	$N_{u,Rd}$ Kn	$N_{cr,T}$ Kn	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
3190	3591,36	3003,4566	3003,4566	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	$N_{cr}$ (kN)	$\Lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	A	0,21	22522,5531	0,376	0,589	0,959	3058,9175
MajorB (y-y)	A	0,21	22522,5531	0,376	0,589	0,959	3058,9175
Minor (z-z)	B	0,34	1000,8985	1,785	2,363	0,256	815,5936
MinorB (z-z)	B	0,34	1000,8985	1,785	2,363	0,256	815,5936
Torsional TF	B	0,34	3003,4566	1,031	1,172	0,578	1842,9847

#### 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)	-6,1452	-324,9212	603,35	603,35	603,35	420,6557
Minor (z-z)	0	0	92,4	92,4	92,4	

#### Moment Designs

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

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	b	0,34	0,844	0,965	0,697	2,347	847,8207

Factors	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{Mit}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
	0,4	0,564	0,4	0,4	0,339	1	0,564

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	88,3464	958,2162	-0,0011	0,092	OK
Minor (y)	0	1083,8361	-0,0011	0	OK

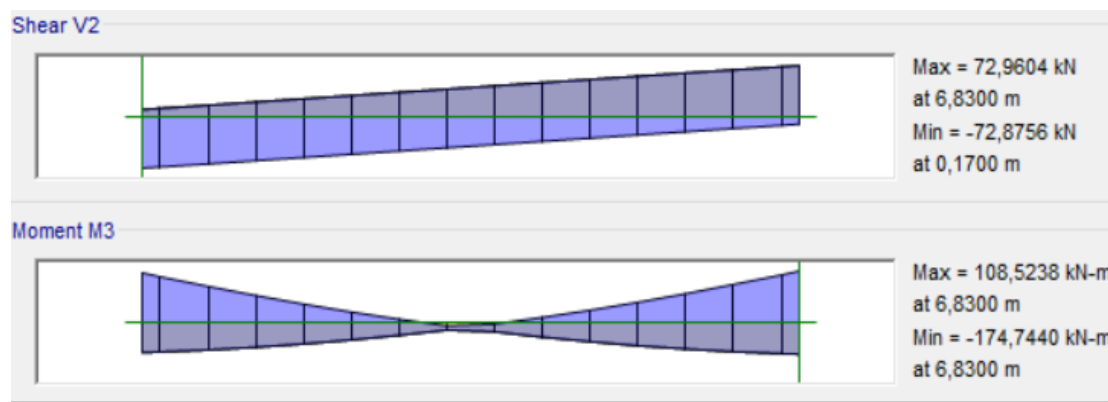
#### Shear Design

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

#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
118,1361	DStIS40	115,5343	DStIS40

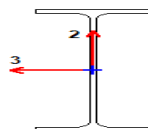
Αντίστοιχα για την πιο κρίσιμη κύρια δοκό διατομής IPE400 , τα αποτελέσματα της παρουσιάζονται κάτωθι.



Σχήμα 4.10 Διάγραμμα εντατικών μεγεθών μέλους IPE400

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	B49	97	7000	6830	RSPX+0,3RSPY+G+0,3Q	Beam

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	IPE400-1	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 Envelopes	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
	Yes	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	0,96

Design Code Parameters

q	Ω	γ <sub>ov</sub>
4,5	1	1,25

#### Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>pl,yy</sub> (m <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (m <sup>4</sup> )
8,45E-03	0	165,4	1,157E-03	4,273E-03	1,307E-03	0	0

I <sub>zz</sub> (m <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (mm)	W <sub>el,zz</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (m <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (m <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	39,5	0	5,242E-03	0	0	400

A <sub>eff</sub> (m <sup>2</sup> )	e <sub>Ny</sub> (mm)	e <sub>Nz</sub> (mm)	W <sub>ef,yy</sub> (m <sup>3</sup> )	W <sub>ef,zz</sub> (m <sup>3</sup> )
8,45E-03	0	0	1,157E-03	0

#### 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)
6830	0	-174,744	0	72,9604	0	0,0006

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

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

$$0,715 = 0 + 0,715 + 0$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	0,951	6660	40,255
Major Braced	1	0,951	6660	40,255
Minor (z-z)	1	0,951	6660	168,634
Minor Braced	1	0,951	6660	168,634
LTB	1	0,951	6660	168,634

#### Axial Force Design

	N <sub>Ed</sub> Force kN	N <sub>c,Rd</sub> Capacity Kn	N <sub>t,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>byy,Rd</sub> Major kN	N <sub>bzz,Rd</sub> Minor kN
Axial	0	2323,75	2323,75	2173,1317	512,6008

N <sub>pl,Rd</sub> kN	N <sub>u,Rd</sub> kN	N <sub>cr,T</sub> Kn	N <sub>cr,TF</sub> kN	A <sub>n</sub> / A <sub>g</sub> Unitless
2323,75	2616,12	2223,5605	2223,5601	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	N <sub>cr</sub> (kN)	Λ	Φ	χ	N <sub>bd,Rd</sub> (kN)
Major (y-y)	a	0,21	10808,0219	0,464	0,635	0,935	2173,1317

	Curve	A	N <sub>cr</sub> (kN)	Λ	Φ	Χ	N <sub>bd,Rd</sub> (kN)
MajorB (y-y)	a	0,21	10808,0219	0,464	0,635	0,935	2173,1317
Minor (z-z)	b	0,34	615,8657	1,942	2,683	0,221	512,6008
MinorB (z-z)	b	0,34	615,8657	1,942	2,683	0,221	512,6008
Torsional TF	b	0,34	2223,5601	1,022	1,162	0,583	1354,625

#### Moment Designs

	M <sub>Ed</sub> Moment kN-m	M <sub>Ed,span</sub> Moment kN-m	M <sub>c,Rd</sub> Capacity kN-m	M <sub>v,Rd</sub> kN-m	M <sub>n,Rd</sub> kN-m	M <sub>b,Rd</sub> Capacity kN-m
Major (y-y)	-174,744	-174,744	359,425	359,425	359,425	244,504
Minor (z-z)	0	0	62,975	62,975	62,975	

#### Moment Designs

Compactness	Section Seismic MD	Flange Seismic MD	Web Seismic MD	ε (Unitless) 0,924	α (Unitless) 0,5	ψ (Unitless) -1
-------------	-----------------------	----------------------	-------------------	-----------------------	---------------------	--------------------

	Curve	α <sub>LT</sub>	λ <sub>LT</sub>	Φ <sub>LT</sub>	χ <sub>LT</sub>	C <sub>1</sub>	M <sub>cr</sub> (kN-m)
LTB	B	0,34	0,87	0,993	0,68	2,384	474,6102

Factors	C <sub>my</sub>	C <sub>mz</sub>	C <sub>Mlt</sub>	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
	1	1	1	1	0,6	1	1

#### Shear Design

	V <sub>Ed</sub> Force (kN)	V <sub>c,Rd</sub> Capacity (kN)	T <sub>Ed</sub> /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	72,9604	678,4454	0,0006	0,108	OK
Minor (y)	0	832,3106	0,0006	0	OK

#### Shear Design

Reduction	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	η (Unitless)	λ <sub>w</sub> (Unitless)
	678,4454	1,2	0,543

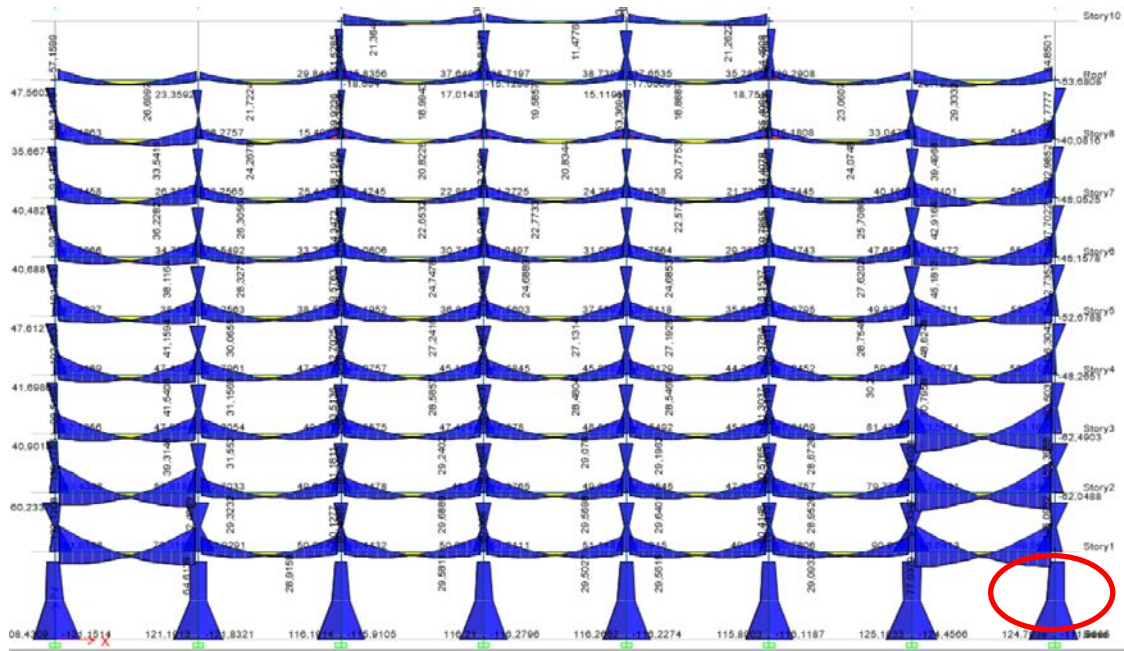
#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
89,5697	DStIS40	89,792	DStIS40

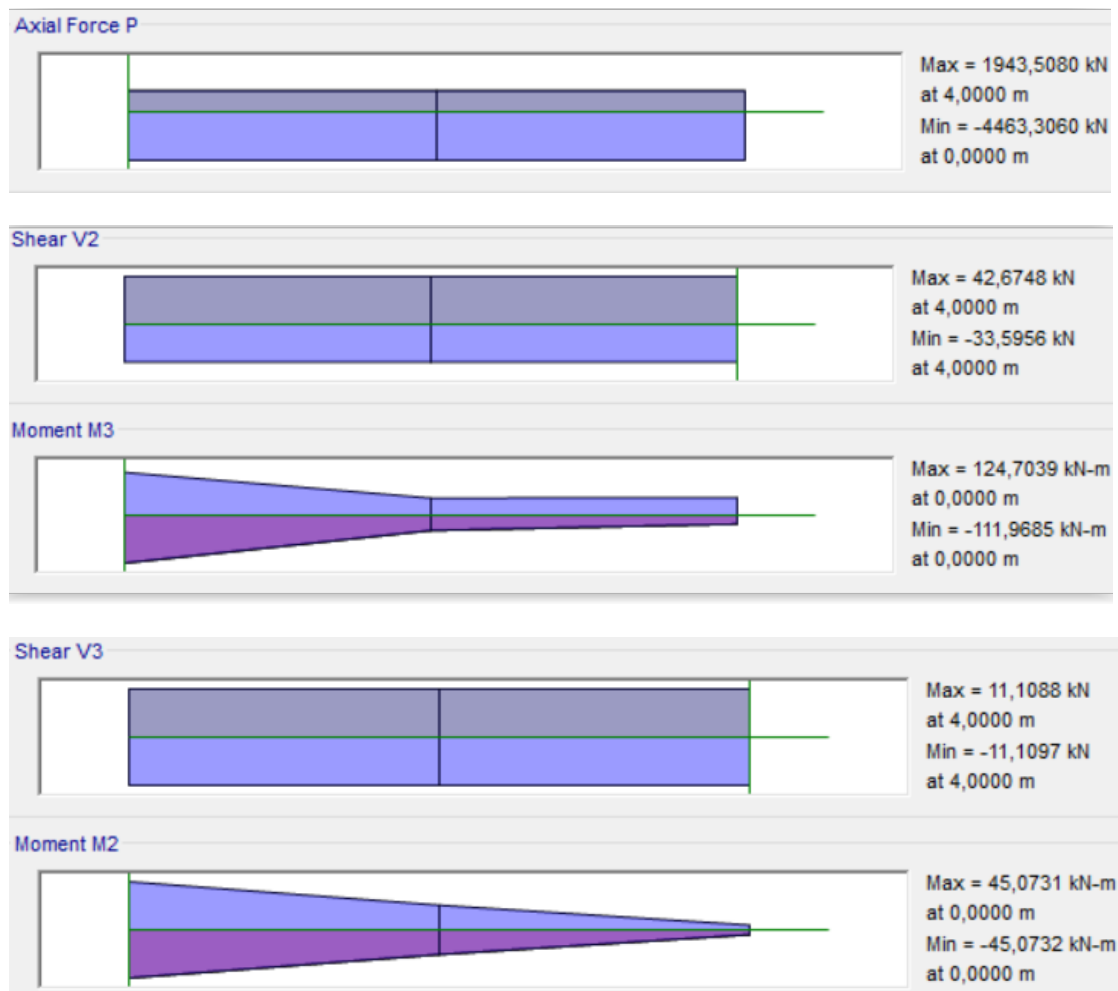
## 4.5 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα έχουν ύψος 3 μέτρα , εκτός των υποστυλωμάτων του ισογείου που έχουν ύψος 4,5 μέτρα . Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι κατηγορίας HEM 220 , HEM 260 και HEM300.

Για υποστυλώματα κατηγορίας HEM 300 , το πιο κρίσιμο είναι του ισογείου στο πλαίσιο Η .



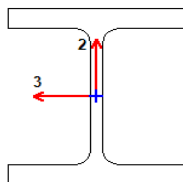
Σχήμα 4.11 Διάγραμμα ροτών για τον κρίσιμο συνδυασμό



Σχήμα 4.12 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους HEM 300

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	C45	2483	4500	0	RSPY+0,3RSPX+G+0,3Q	Column

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
DCH CBF	HE300M-2	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 Envelopes	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
	Yes	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	0,96

Design Code Parameters

Q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4,5	1	1,25

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
3,03E-02	5,92E-04	139,8	3,482E-03	9,045E-03	4,078E-03	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	80	1,252E-03	2,48E-02	1,913E-03	0	340

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
3,03E-02	0	0	3,482E-03	1,252E-03

Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (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	-5135,0419	124,7039	-45,0732	42,6748	-11,1097	-0,0194

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

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

$$0,919 = 0,771 + 0,085 + 0,063$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	0,889	4000	28,617
Major Braced	1	0,889	4000	28,617
Minor (z-z)	1	0,889	4000	49,99
Minor Braced	1	0,889	4000	49,99
LTB	1	0,889	4000	49,99

Axial Force Design

	N <sub>Ed</sub> Force kN	N <sub>c,Rd</sub> Capacity Kn	N <sub>t,Rd</sub> Capacity Kn	N <sub>b,yy,Rd</sub> Major kN	N <sub>b,zz,Rd</sub> Minor Kn
Axial	-5135,0419	8332,5	8332,5	7942,0209	6662,8472

N <sub>pl,Rd</sub> kN	N <sub>u,Rd</sub> Kn	N <sub>cr,T</sub> Kn	N <sub>cr,TF</sub> kN	A <sub>n</sub> / A <sub>g</sub> Unitless
8332,5	9380,88	65835,5857	65835,5639	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	N <sub>cr</sub> (kN)	Λ	Φ	χ	N <sub>bd,Rd</sub> (kN)
Major (y-y)	B	0,34	76686,8262	0,33	0,576	0,953	7942,0209
MajorB (y-y)	B	0,34	76686,8262	0,33	0,576	0,953	7942,0209
Minor (z-z)	C	0,49	25130,4802	0,576	0,758	0,8	6662,8472
MinorB (z-z)	C	0,49	25130,4802	0,576	0,758	0,8	6662,8472
Torsional TF	C	0,49	65835,5639	0,356	0,601	0,92	7669,9212

Moment Designs

	M <sub>Ed</sub> Moment kN-m	M <sub>Ed,span</sub> Moment kN-m	M <sub>c,Rd</sub> Capacity kN-m	M <sub>v,Rd</sub> kN-m	M <sub>n,Rd</sub> kN-m	M <sub>b,Rd</sub> Capacity kN-m
Major (y-y)	124,7039	124,7039	1121,45	1121,45	478,6797	1099,6792
Minor (z-z)	-45,0732	-45,0732	526,075	526,075	384,2928	

Moment Designs

Compactness	Section Class 1	Flange Class 1	Web Class 1	ε (Unitless) 0,924	α (Unitless) 1	ψ (Unitless) 0,233
-------------	--------------------	-------------------	----------------	-----------------------	-------------------	-----------------------

	Curve	α <sub>LT</sub>	λ <sub>LT</sub>	Φ <sub>LT</sub>	χ <sub>LT</sub>	C <sub>1</sub>	M <sub>cr</sub> (kN-m)
LTB	A	0,21	0,287	0,55	0,981	2,083	13645,7357

Factors	$C_{my}$ 0,426	$C_{mz}$ 0,519	$C_{mLT}$ 0,426	$k_{yy}$ 0,462	$k_{yz}$ 0,444	$k_{zy}$ 0,748	$k_{zz}$ 0,74
---------	-------------------	-------------------	--------------------	-------------------	-------------------	-------------------	------------------

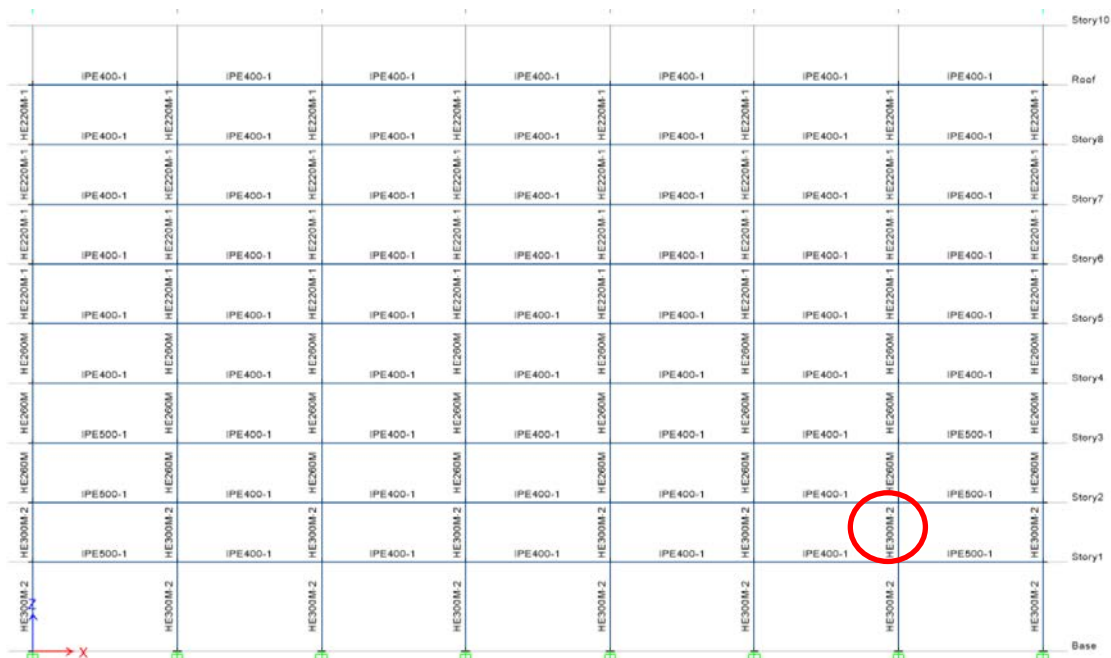
Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	42,6748	1436,086	-0,0194	0,03	OK
Minor (y)	11,1097	3937,2095	-0,0194	0,003	OK

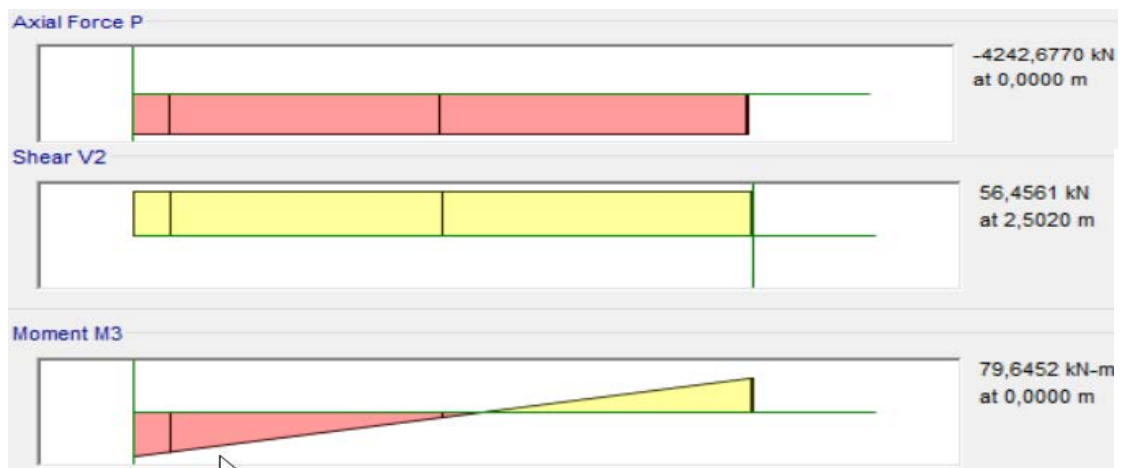
Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	1436,086	1,2	0,156

Για υποστυλώματα κατηγορίας HEM 260 , το πίο κρίσιμο βρίσκεται στον 3<sup>ο</sup> όροφο πλαίσιο H.



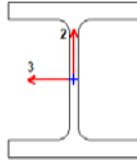
Σχήμα 4.13 Απεικόνιση θέσης δυσμενέστερου υποστυλώματος HEM260



Σχήμα 4.14 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους HEM 260

ETABS 2015 Steel Frame Design

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (in)	Location (in)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story3	C38	1727	118,1	0	DStIS3	Column	DCH CBF	HE260M

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	0,96

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (in)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
2,2E-02	0	4,7	2,159E-03	6,725E-03	2,524E-03	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (in)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (in)
0	2,7	7,799E-04	1,795E-02	1,192E-03	0	11,4

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (in)	$e_{Nz}$ (in)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
2,2E-02	0	0	2,159E-03	7,799E-04

Material Properties

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

Stress Check Forces and Moments

Location (in)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
0	-4242,677	79,6452	-0,0672	56,4561	-0,0232	3,806E-05

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

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

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

$$0,88 = 0,79 + 0,09 + 1,59E-04$$

#### Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (in)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	0,834	98,5	20,973
Major Braced	1	0,834	98,5	20,973
Minor (z-z)	1	0,834	98,5	36,303
Minor Braced	1	0,834	98,5	36,303
LTB	1	0,834	98,5	36,303

#### 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	-4242,677	6050	6050	5960,5896	5370,4139

$N_{pl,Rd}$ kN	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ kN	$A_n / A_g$ Unitless
6050	6811,2	60783,1424	60783,1424	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	$N_{cr}$ (kN)	$\Lambda$	$\Phi$	X	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	B	0,34	103663,8889	0,242	0,536	0,985	5960,5896
MajorB (y-y)	B	0,34	103663,8889	0,242	0,536	0,985	5960,5896
Minor (z-z)	C	0,49	34598,7748	0,418	0,641	0,888	5370,4139
MinorB (z-z)	C	0,49	34598,7748	0,418	0,641	0,888	5370,4139
Torsional TF	C	0,49	60783,1424	0,315	0,578	0,941	5694,4395

#### 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)	79,6452	79,6452	694,1	694,1	231,44	693,8398
Minor (z-z)	-0,0672	-0,0672	327,8	327,8	200,6825	

#### Moment Designs

Compactness	Section Class 1	Flange Class 1	Web Class 1	$\epsilon$ (Unitless) 0,924	$\alpha$ (Unitless) 1	$\psi$ (Unitless) 0,403
-------------	--------------------	-------------------	----------------	--------------------------------	--------------------------	----------------------------

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	a	0,21	0,202	0,521	1	2,7	17059,0421

Factors	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
	0,4	0,654	0,4	0,412	0,466	0,78	0,776

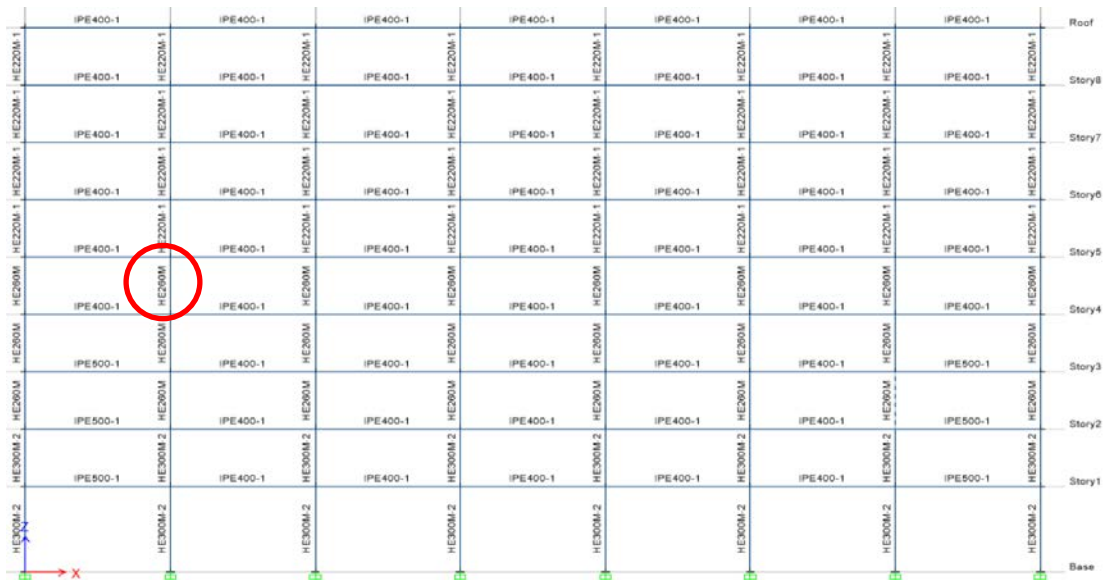
#### Shear Design

	V <sub>Ed</sub> Force (kN)	V <sub>c,Rd</sub> Capacity (kN)	T <sub>Ed</sub> /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	56,4561	1067,7367	3,806E-05	0,053	OK
Minor (y)	0,0232	2849,9439	3,806E-05	8,154E-06	OK

#### Shear Design

	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	η (Unitless)	λ <sub>w</sub> (Unitless)
Reduction	1067,7367	1,2	0,157

Για υποστυλώματα κατηγορίας HEM 220 , το πίο κρίσιμο βρίσκεται στο πλαίσιο G.



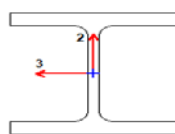
Σχήμα 4.15 Απεικόνιση θέσης δυσμενέστερου υποστυλώματος HEM220



Σχήμα 4.16 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους HEM 220

ETABS 2015 Steel Frame Design

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (in)	Location (in)	Combo	Design Type	Element Type	Section
Story6	C8	987	118,1	0	DStIS4	Column	DCH CBF	HE220M-1

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	0,96

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (in)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
1,49E-02	0	3,9	1,217E-03	4,487E-03	1,419E-03	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (in)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (in)
0	2,3	0	1,199E-02	6,79E-04	0	9,4

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (in)	$e_{Nz}$ (in)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
1,49E-02	0	0	1,217E-03	0

Material Properties

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

Stress Check Forces and Moments

Location (in)	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kN-m)
0	-2363,8636	-44,6619	0,0012	-31,8739	0,0004	-8,258E-07

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

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

$$0,772 = 0,683 + 0,089 + 5,847E-06$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (in)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	0,834	98,5	25,276

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (in)	$L_{cr}/i$
Major Braced	1	0,834	98,5	25,276
Minor (z-z)	1	0,834	98,5	43,139
Minor Braced	1	0,834	98,5	43,139
LTB	1	0,834	98,5	43,139

#### Axial Force Design

	$N_{Ed}$ Force kN	$N_{c,Rd}$ Capacity Kn	$N_{t,Rd}$ Capacity kN	$3N_{byy,Rd}$ Major kN	$N_{bzz,Rd}$ Minor Kn
Axial	-2363,8636	4097,5	4097,5	3963,6948	3461,2179

$N_{pl,Rd}$ Kn	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ Kn	$A_n/A_g$ Unitless
4097,5	4613,04	33612,1326	33612,1326	1

#### Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	$N_{cr}$ (kN)	$\lambda$	$\Phi$	$\chi$	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	B	0,34	48338,9581	0,291	0,558	0,967	3963,6948
MajorB (y-y)	B	0,34	48338,9581	0,291	0,558	0,967	3963,6948
Minor (z-z)	C	0,49	16594,1683	0,497	0,696	0,845	3461,2179
MinorB (z-z)	C	0,49	16594,1683	0,497	0,696	0,845	3461,2179
Torsional TF	C	0,49	33612,1326	0,349	0,597	0,924	3785,7113

#### 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)	-44,6619	-44,6619	390,225	390,225	184,6038	387,5646
Minor (z-z)	0,0012	0,0012	186,725	186,725	146,5984	

#### Moment Designs

Compactness	Section Class 1	Flange Class 1	Web Class 1	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
				0,924	1	0,154

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	a	0,21	0,231	0,53	0,993	2,7	7315,7248

Factors	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
	0,4	0,693	0,4	0,422	0,527	0,774	0,879

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	31,8739	712,4066	-8,258E-07	0,045	OK
Minor (y)	0,0004	1903,0322	-8,258E-07	0	OK

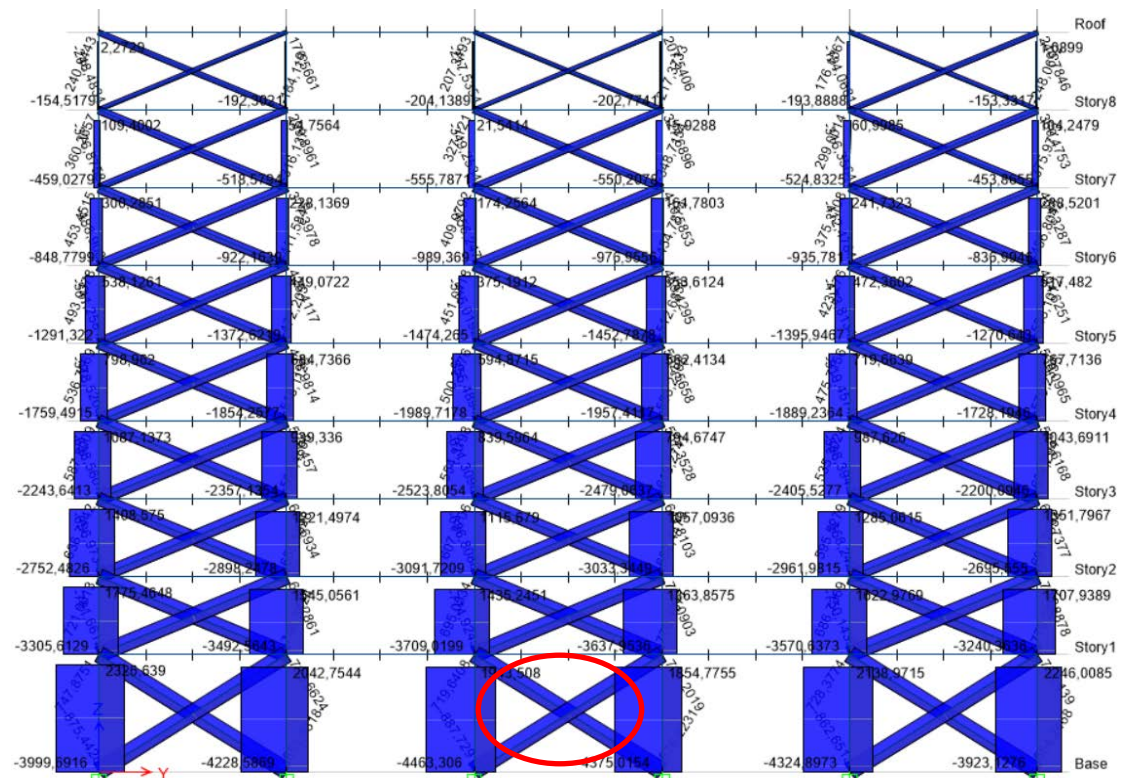
#### Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	712,4066	1,2	0,152

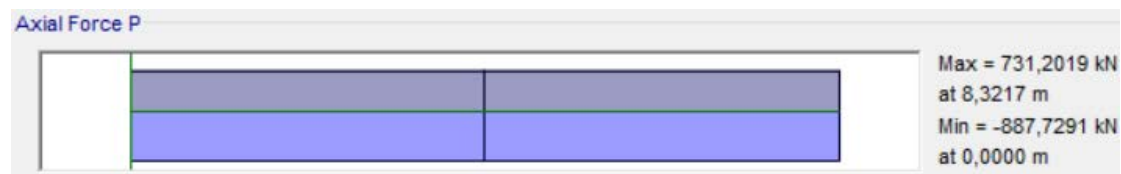
#### 4.6 Χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας του ισόγειου έχουν μήκος 8,33m , ενώ των υπολοίπων ορόφων έχουν μήκος 7,21 m .Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι κατηγορίας HEA 160 , HEA 200 και HEA 220 .

Αρχικά , για τον πιο κρίσιμο χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας στο ισόγειο πλαίσιο Η , επιλέχθηκε διατομή HEA 220 και προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα :



Σχήμα 4.17 Διάγραμμα αξονικών για τον κρίσιμο συνδυασμό

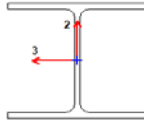


Σχήμα 4.18 Διάγραμμα αξονικών μέλους HEA220

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	D15	2061	8321,7	0	RSPY+0,3RSPX+G+0,3Q	Brace

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	HE220A	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 Envelopes	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
	Yes	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	0,96

Design Code Parameters

Q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4,5	1	1,25

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
6,43E-03	0	91,7	5,152E-04	2,063E-03	5,68E-04	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	55,1	0	5,114E-03	0	0	210

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
6,43E-03	0	0	5,152E-04	0

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	-887,7291	0	0	0,0624	0,9429	0

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

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

$$0,912 = 0,883 + 0,003 + 0,026$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	$L_{cr} / i$
Major (y-y)	1	1	8321,7	90,723
Major Braced	1	1	8321,7	90,723
Minor (z-z)	1	0,5	4160,8	75,459
Minor Braced	1	0,5	4160,8	75,459
LTB	1	0,5	4160,8	75,459

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	-887,7291	1768,25	1768,25	1005,6782	1094,3124

$N_{pl,Rd}$ Kn	$N_{u,Rd}$ kN	$N_{cr,T}$ kN	$N_{cr,TF}$ Kn	$A_n / A_g$ Unitless
1768,25	1990,728	4036,75	4036,7495	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	$N_{cr}$ (kN)	$\Lambda$	$\Phi$	X	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	B	0,34	1619,1852	1,045	1,19	0,569	1005,6782
MajorB (y-y)	B	0,34	1619,1852	1,045	1,19	0,569	1005,6782
Minor (z-z)	C	0,49	2340,4858	0,869	1,042	0,619	1094,3124
MinorB (z-z)	C	0,49	2340,4858	0,869	1,042	0,619	1094,3124
Torsional TF	C	0,49	4036,7495	0,662	0,832	0,748	1322,925

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	-0,2597	156,2	156,2	88,7553	136,107
Minor (z-z)	0	2,0756	74,525	74,525	65,9882	

Moment Designs

Compactness	Section Seismic MD	Flange Seismic MD	Web Seismic MD	$\epsilon$ (Unitless)	$\alpha$ (Unitless)	$\psi$ (Unitless)
				0,924	1	0,004

	Curve	$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$C_1$	$M_{cr}$ (kN-m)
LTB	A	0,21	0,647	0,756	0,871	1,135	373,4213

Factors	$C_{my}$	$C_{mz}$	$C_{mLT}$	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
	0,95	0,805	1	1,621	0,929	0,906	1,549

Shear Design

	V <sub>Ed</sub> Force (kN)	V <sub>C,Rd</sub> Capacity (kN)	T <sub>Ed</sub> /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0,0624	327,5451	0	1,905E-04	OK
Minor (y)	0,9429	811,9562	0	0,001	OK

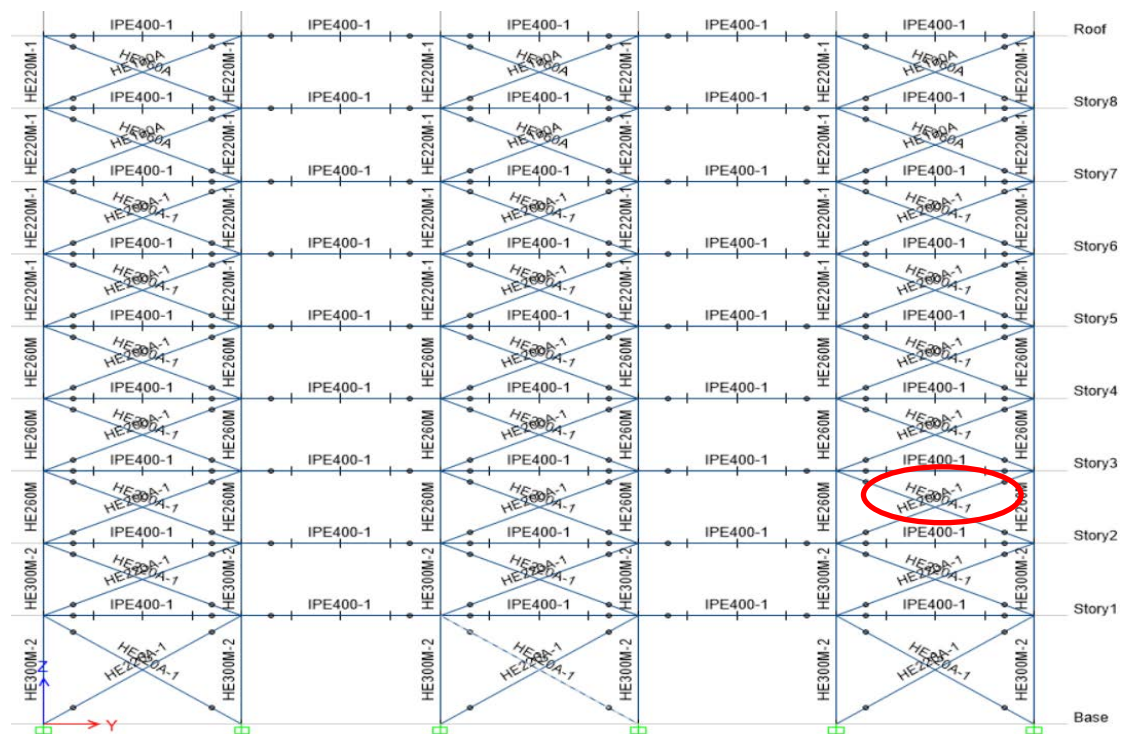
#### Shear Design

	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	η (Unitless)	λ <sub>w</sub> (Unitless)
Reduction	327,5451	1,2	0,336

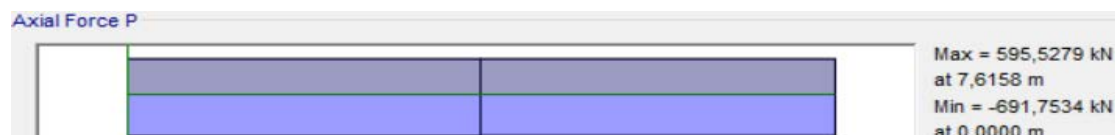
#### End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
2139,5825	DStIS40	2139,5825	DStIS40

Για το χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας στον 3<sup>ο</sup> όροφο πλαίσιο Η , επιλέχθηκε διατομή ΗΕΑ 200 και προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα :



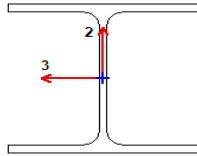
Σχήμα 4.19 Απεικόνιση θέσης δυσκαμψέρου χιαστί ΗΕΑ 200



Σχήμα 4.20 Διάγραμμα αξονικών χιαστί συνδέσμου ΗΕΑ200

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	D9	2207	7615,8	0	RSPY+0,3RSPX+G+0,3Q	Brace

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	HE200A-1	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 Envelopes	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
	Yes	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	0,96

Design Code Parameters

Q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4,5	1	1,25

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
5,38E-03	0	82,8	0	1,805E-03	0	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	49,8	0	4,275E-03	0	0	190

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
5,38E-03	0	0	0	0

Material Properties

E (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (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	-691,7534	0	0	-0,0652	0,4684	0

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

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

$$0,859 = 0,835 + 0,004 + 0,021$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	1	7615,8	91,934
Major Braced	1	1	7615,8	91,934
Minor (z-z)	1	0,5	3807,9	76,414
Minor Braced	1	0,5	3807,9	76,414
LTB	1	0,5	3807,9	76,414

Axial Force Design

	N <sub>Ed</sub> Force kN	N <sub>c,Rd</sub> Capacity Kn	N <sub>t,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>b,y,y,Rd</sub> Major Kn	N <sub>b,z,z,Rd</sub> Minor kN
Axial	-691,7534	1479,5	1479,5	828,698	905,5253

N <sub>pl,Rd</sub> kN	N <sub>u,Rd</sub> Kn	N <sub>cr,T</sub> Kn	N <sub>cr,TF</sub> kN	A <sub>n</sub> / A <sub>g</sub> Unitless
1479,5	1665,648	3466,7145	3466,7145	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	N <sub>cr</sub> (kN)	Λ	Φ	χ	N <sub>bd,Rd</sub> (kN)
Major (y-y)	b	0,34	1319,3279	1,059	1,207	0,56	828,698
MajorB (y-y)	b	0,34	1319,3279	1,059	1,207	0,56	828,698
Minor (z-z)	c	0,49	1909,6664	0,88	1,054	0,612	905,5253
MinorB (z-z)	c	0,49	1909,6664	0,88	1,054	0,612	905,5253
Torsional TF	c	0,49	3466,7145	0,653	0,824	0,753	1114,6192

Moment Designs

	M <sub>Ed</sub> Moment kN-m	M <sub>Ed,span</sub> Moment kN-m	M <sub>c,Rd</sub> Capacity kN-m	M <sub>v,Rd</sub> kN-m	M <sub>n,Rd</sub> kN-m	M <sub>b,Rd</sub> Capacity kN-m
Major (y-y)	0	0,2481	117,975	117,975	72,0561	102,7757
Minor (z-z)	0	1,2563	56,1	56,1	51,5794	

Moment Designs

Compactness	Section Seismic MD	Flange Seismic MD	Web Seismic MD	ε (Unitless) 0,924	α (Unitless) 1	ψ (Unitless) -0,065
-------------	-----------------------	----------------------	-------------------	-----------------------	-------------------	------------------------

LTB	Curve a	α <sub>LT</sub> 0,21	λ <sub>LT</sub> 0,647	Φ <sub>LT</sub> 0,756	χ <sub>LT</sub> 0,871	C <sub>1</sub> 1,132	M <sub>cr</sub> (kN-m) 281,6267
-----	------------	-------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	-------------------------	------------------------------------

	C <sub>my</sub>	C <sub>mz</sub>	C <sub>mLT</sub>	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
--	-----------------	-----------------	------------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Factors	$C_{my}$ 0,95	$C_{mz}$ 0,822	$C_{mLT}$ 1	$k_{yy}$ 1,584	$k_{yz}$ 0,93	$k_{zy}$ 0,91	$k_{zz}$ 1,55
---------	------------------	-------------------	----------------	-------------------	------------------	------------------	------------------

#### Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{C,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0,0652	286,5821	0	2,274E-04	OK
Minor (y)	0,6848	678,7471	0	0,001	OK

#### Shear Design

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

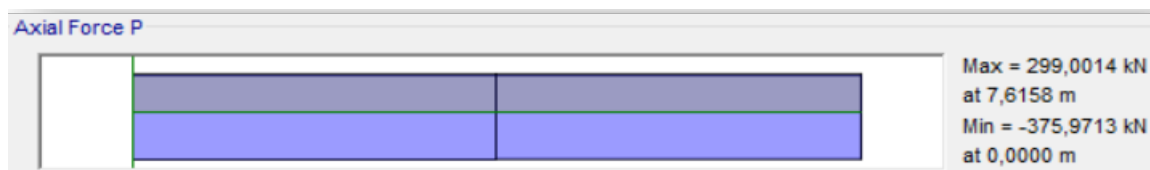
#### End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
1790,195	DStIS40	1790,1950	DStIS40

Για το χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας στον 8<sup>ο</sup> όροφο πλαίσιο Η , επιλέχθηκε διατομή HEA 160 και προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα :



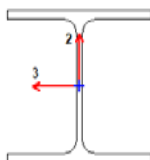
Σχήμα 4.21 Απεικόνιση θέσης δυσμενέστερου χιαστί HE160



Σχήμα 4.22 Διάγραμμα αξονικών χιαστί συνδέσμου HEA160

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
Story8	D9	2197	7615,8	0	RSPY+0,3RSPX+G+0,3Q	Brace

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification	Rolled
Special Concentrically Braced Frame	HE160A	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 Envelopes	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
	Yes	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	0,96

Design Code Parameters

Q	$\Omega$	$\gamma_{ov}$
4,5	1	1,25

Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{yy}$ (mm)	$W_{el,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,y}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )
3,88E-03	0	65,7	0	1,324E-03	0	0	0

$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$i_{zz}$ (mm)	$W_{el,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{v,z}$ (m <sup>2</sup> )	$W_{pl,zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_w$ (m <sup>6</sup> )	h (mm)
0	39,8	0	3,076E-03	0	0	152

$A_{eff}$ (m <sup>2</sup> )	$e_{Ny}$ (mm)	$e_{Nz}$ (mm)	$W_{ef,yy}$ (m <sup>3</sup> )	$W_{ef,zz}$ (m <sup>3</sup> )
3,88E-03	0	0	0	0

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	-375,9713	0	0	-0,0334	0,3886	0

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

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

$$0,883 = 0,86 + 0,004 + 0,019$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L <sub>cr</sub> / i
Major (y-y)	1	1	7615,8	115,98
Major Braced	1	1	7615,8	115,98
Minor (z-z)	1	0,5	3807,9	95,567
Minor Braced	1	0,5	3807,9	95,567
LTB	1	0,5	3807,9	95,567

Axial Force Design

	N <sub>Ed</sub> Force kN	N <sub>c,Rd</sub> Capacity Kn	N <sub>t,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>b,yy,Rd</sub> Major kN	N <sub>b,zz,Rd</sub> Minor Kn
Axial	-375,9713	1067	1067	437,4188	516,2266

N <sub>pl,Rd</sub> kN	N <sub>u,Rd</sub> Kn	N <sub>cr,T</sub> kN	N <sub>cr,TF</sub> kN	A <sub>n</sub> / A <sub>g</sub> Unitless
1067	1201,248	2417,6259	2417,6258	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	A	N <sub>cr</sub> (kN)	Λ	Φ	χ	N <sub>bd,Rd</sub> (kN)
Major (y-y)	b	0,34	597,8428	1,336	1,585	0,41	437,4188
MajorB (y-y)	b	0,34	597,8428	1,336	1,585	0,41	437,4188
Minor (z-z)	c	0,49	880,5048	1,101	1,327	0,484	516,2266
MinorB (z-z)	c	0,49	880,5048	1,101	1,327	0,484	516,2266
Torsional TF	c	0,49	2417,6258	0,664	0,834	0,747	796,6574

Moment Designs

	M <sub>Ed</sub> Moment kN-m	M <sub>Ed,span</sub> Moment kN-m	M <sub>c,Rd</sub> Capacity kN-m	M <sub>v,Rd</sub> kN-m	M <sub>n,Rd</sub> kN-m	M <sub>b,Rd</sub> Capacity kN-m
Major (y-y)	0	0,1272	67,375	67,375	50,0894	56,1406
Minor (z-z)	0	0,56	32,45	32,45	31,9226	

Moment Designs

Compactness	Section Seismic MD	Flange Seismic MD	Web Seismic MD	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
				0,924	1	-0,295



LTB	Curve a	$\alpha_{LT}$ 0,21	$\lambda_{LT}$ 0,73	$\Phi_{LT}$ 0,822	$\chi_{LT}$ 0,833	$C_1$ 1,129	$M_{cr}$ (kN-m) 126,4664
-----	------------	-----------------------	------------------------	----------------------	----------------------	----------------	-----------------------------

Factors	$C_{my}$ 0,95	$C_{mz}$ 0,929	$C_{mLT}$ 1	$k_{yy}$ 1,603	$k_{yz}$ 1,126	$k_{zy}$ 0,903	$k_{zz}$ 1,877
---------	------------------	-------------------	----------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------

Shear Design

	$V_{Ed}$ Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	$T_{Ed}$ /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0,0334	210,2131	0	1,589E-04	OK
Minor (y)	0,4089	488,3804	0	0,001	OK

Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\eta$ (Unitless)	$\lambda_w$ (Unitless)
Reduction	210,2131	1,2	0,28

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
1291,07	DStIS40	1291,0700	DStIS40

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

### 5.1 Εισαγωγή

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' ό,τι 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.

Συμπεριφορά ύλικου	Μέθοδος ανάλυσης	Σεισμική φόρτιση	Παραδοχές υπολογισμού
Γραμμικά έλαστική (ψαθυρή)	Ίσοδύναμη —στατική	Αύθαιρετα μειωμένη	(1) Μέθοδος επιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν τὴν ἐπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
	Γραμμική δυναμική	Αύθαιρετα μειωμένη	(2) Μέθοδος επιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν τὴν ἐπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
		Πλήρης	(3) Συνολική άντοχή, σὺν τὴν ἐπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
	Ίσοδύναμη —στατική	Αύθαιρετα μειωμένη	(4) * Μέθοδος επιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν ἐπι- πρόσθετη αύθαιρετη πλαστιμότη- τητα
Άνελαστική (πλάστικη)	Γραμμική δυναμική	Αύθαιρετα μειωμένη	(5) * Μέθοδος επιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν ἐπι- πρόσθετη αύθαιρετη πλαστιμότη- τητα
		Αύθαιρετα μειωμένη	(6) * Μέθοδος επιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σὺν προσεγγιστική ἀνάλυση γιά τίς ἀπαιτήσεις πλαστιμότητας
		Πλήρης	(7) Κατασκευή προοριζόμενη νά παραμείνει έλαστική, ἀλλά με ἐπι- πρόσθετη συμβατική πλαστιμότη- τητα
	Άνελαστική δυναμική	Πλήρης	(8) Άπαιτήσεις πλαστιμότητας που προκύπτουν ἀπό τίς στροφές στις πλαστικές ἀρθρώσεις

## 5.2 Μέθοδος υπολογισμού

### 5.2.1 Δυναμική φασματική μέθοδος

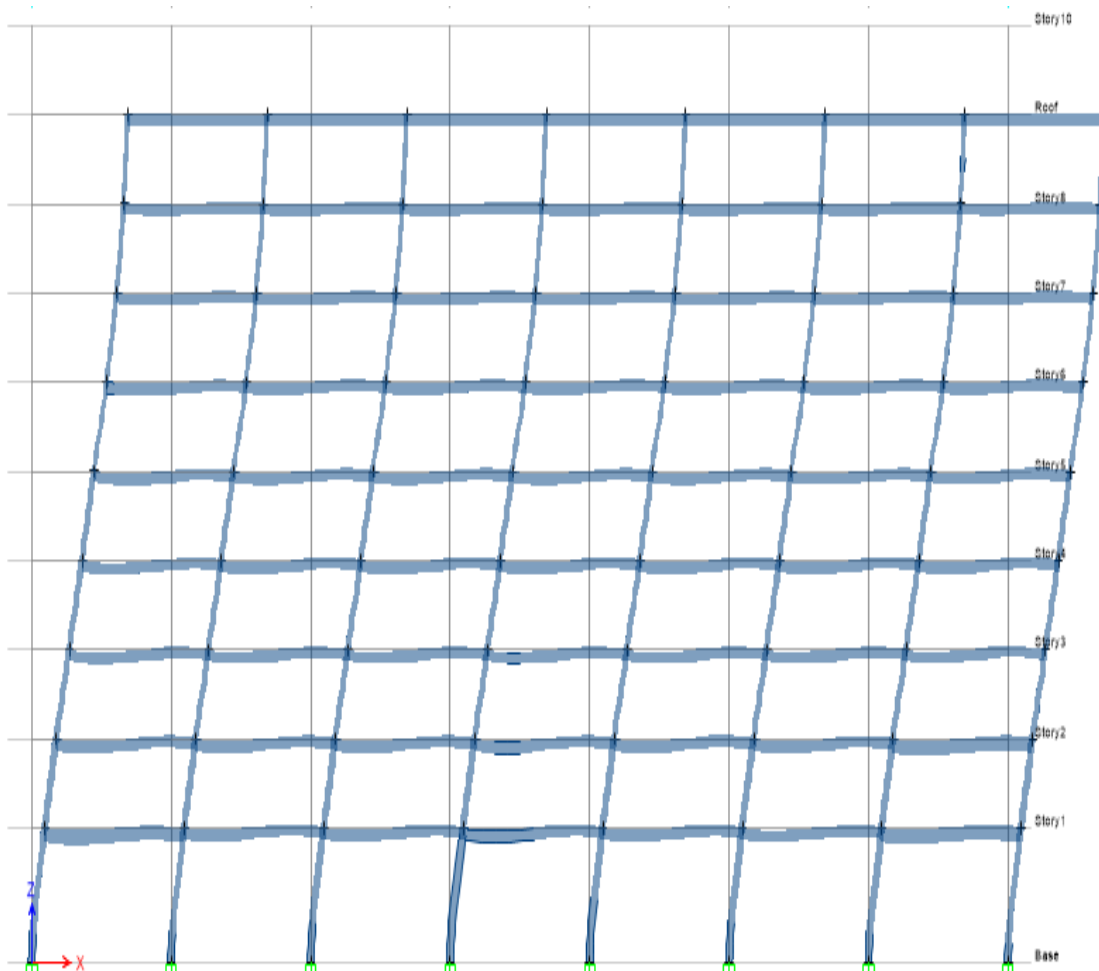
Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο EC-8. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές 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).

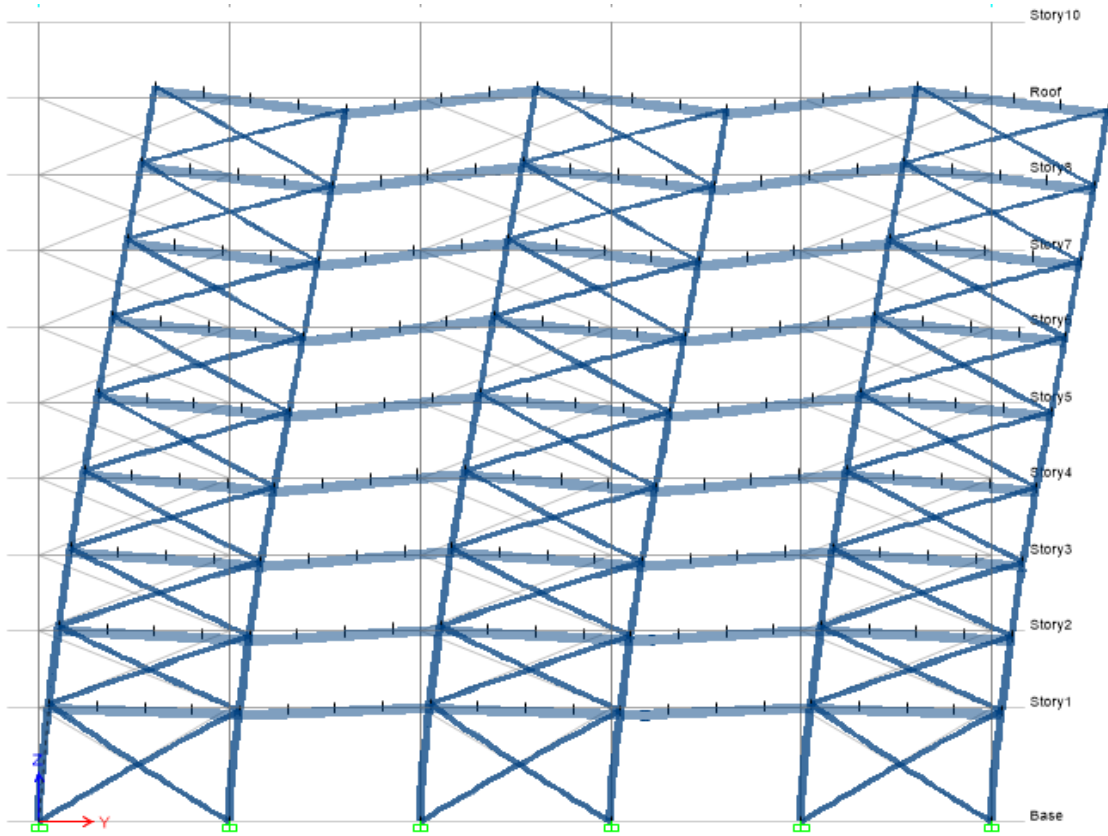
Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Το σύνολο των ιδιομορφών ορίστηκε 30 και σε ότι αφορά τη μεθοδολογία στη φασματική ανάλυση που έτρεξε το ETABS η σεισμική απόκριση υπολογίστηκε 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 :

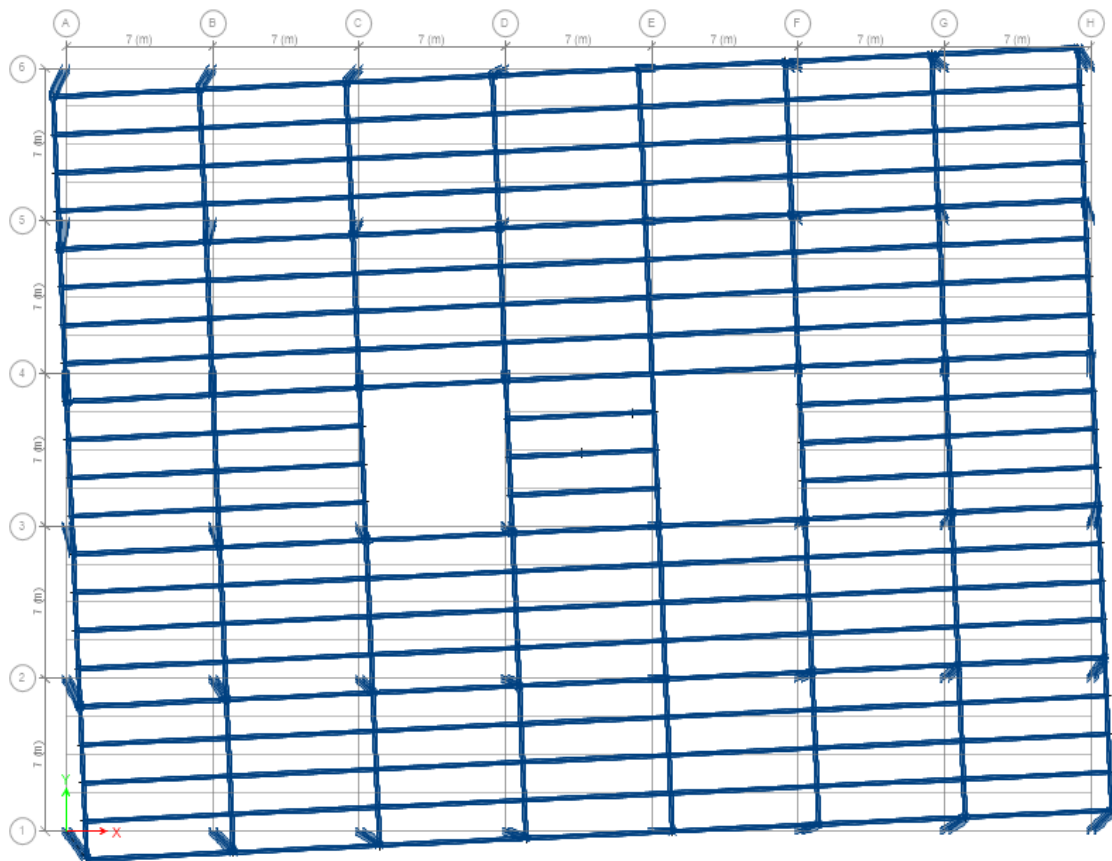
Η πρώτη , η δεύτερη και η τρίτη ιδιομορφή απεικονίζονται στα ακόλουθα σχήματα :



Σχήμα 5.1 Πρώτη (1η) ιδιομορφή κατά X  $T_1 = 2,18 \text{ sec}$



Σχήμα 5.2 Δεύτερη (2η) ιδιομορφή κατά  $Y$   $T_2 = 1,377 \text{ sec}$



Σχήμα 5.3 Τρίτη (3η) ιδιομορφή στρεπτική  $T_3 = 0,923 \text{ sec}$

Η πρώτη ιδιομορφή αντιστοιχεί σε μετάθεση κατά τη διεύθυνση X με ιδιοπερίοδο  $T_1 = 2,18 \text{ sec}$  , η δεύτερη σε μετάθεση κατά τη διεύθυνση Y με ιδιοπερίοδο  $T_2 = 1,377 \text{ sec}$  και η τρίτη με στροφή περί τον κατακόρυφο άξονα ( στρεπτική ) και ιδιοπερίοδο  $T_3 = 0,923 \text{ sec}$ .

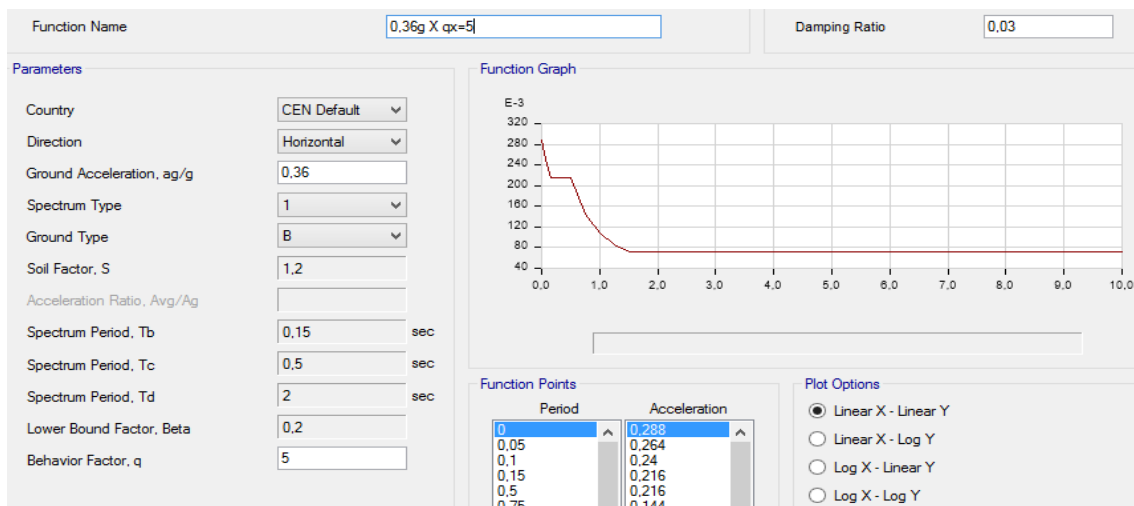
Οι παράμετροι σεισμικής ανάλυσης είναι οι εξής :

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους :  $A = 0,36g$  ( ΖΩΝΗ III )

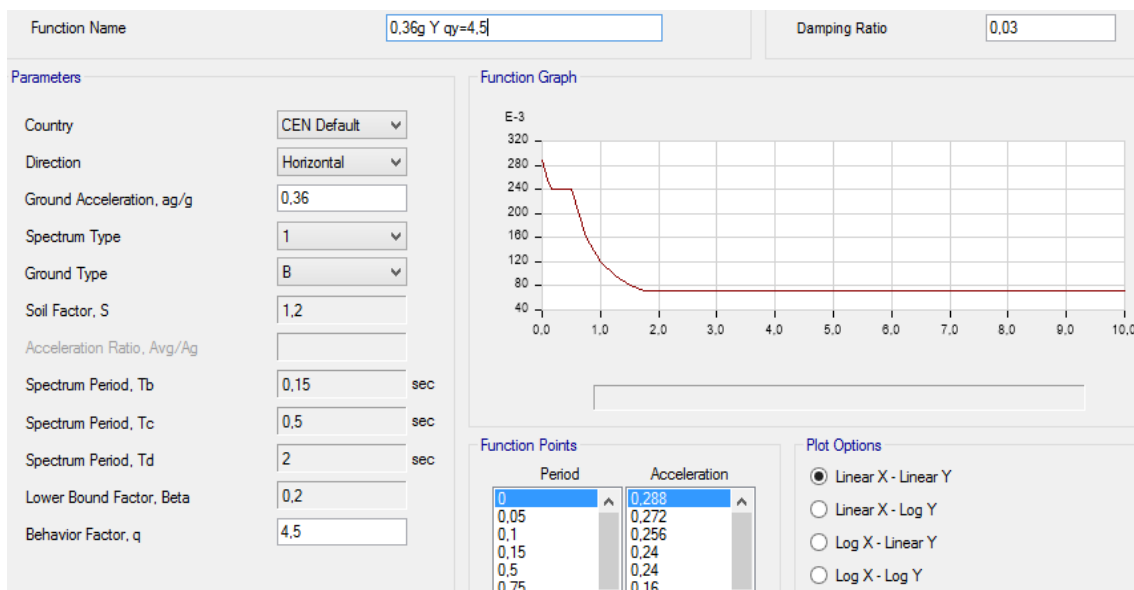
Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma = 1,0$

Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων :  $T_b = 0,15 \text{ sec}$  ,  $T_c = 0,50 \text{ sec}$  ,  $T_d = 2 \text{ sec}$  ( Έδαφος κατηγορίας B )

Συντελεστής Συμπεριφοράς :  $q_x = 5$  και  $q_y = 4,5$



Σχήμα 5.4 Φάσμα EC-8 0,36g για  $q_x = 5$



Σχήμα 5.5 Φάσμα EC-8 0,36g για  $q_y = 4,5$

Οι βαθμοί ελευθερίας της κατασκευής ορίζονται τρεις ανά στάθμη ορόφου(  $u_x$  ,  $u_y$  ,  $\theta_z$  ) , δηλαδή συνολικά 30 για το δεκαόροφο κτήριο . 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 30 ιδιομορφές προκύπτει 100% και για τις τρεις διευθύνσεις .

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	2,18	0,8142	0,00001978	0	0,8142	0,00001978	0
Modal	2	1,377	0,0001	0,725	0	0,8142	0,725	0
Modal	3	0,923	0,0007	0,0081	0	0,8149	0,7331	0
Modal	4	0,777	0,0001	0,0257	0	0,815	0,7588	0
Modal	5	0,745	0,1141	0,00000756	0	0,9291	0,7588	0
Modal	6	0,427	0,0355	0	0	0,9646	0,7588	0
Modal	7	0,404	9,448E-07	0,1663	0	0,9646	0,9251	0
Modal	8	0,393	0,0002	0,0001	0	0,9648	0,9252	0
Modal	9	0,297	0,0163	0,00000205	0	0,9811	0,9252	0
Modal	10	0,284	0,0000042	0,0039	0	0,9811	0,929	0
Modal	11	0,233	0,0046	0	0	0,9857	0,929	0
Modal	12	0,22	0	0,0415	0	0,9857	0,9705	0
Modal	13	0,201	0,0047	0,00000910	0	0,9904	0,9705	0
Modal	14	0,166	0,0042	0,00000702	0	0,9946	0,9705	0
Modal	15	0,155	0,00000485	0,0001	0	0,9947	0,9706	0
Modal	16	0,152	0,00000197	0,0157	0	0,9947	0,9863	0
Modal	17	0,141	0,0012	0	0	0,9959	0,9863	0
Modal	18	0,12	0,00000201	0,0056	0	0,9959	0,9919	0

Moda l	19	0,115	0,0024	0,00000210 4	0	0,998 3	0,9919	0
Moda l	20	0,107	0,00000303 1	0,0004	0	0,998 3	0,9923	0
Moda l	21	0,102	7,257E-07	0,0032	0	0,998 3	0,9955	0
Moda l	22	0,092	0,0017	0,00000136 1	0	1	0,9955	0
Moda l	23	0,089	7,101E-07	0,0021	0	1	0,9976	0
Moda l	24	0,084	0,00000527 7	0,0003	0	1	0,9979	0
Moda l	25	0,079	7,198E-07	0,001	0	1	0,9989	0
Moda l	26	0,073	0,00000223 9	0,0002	0	1	0,9991	0
Moda l	27	0,071	0,00000218 1	0,0008	0	1	0,9999	0
Moda l	28	0,063	0,00000269 9	0,0000386	0	1	1	0
Moda l	29	0,056	0,00000172 1	0,00002102	0	1	1	0
Moda l	30	0,05	0,00000248 6	0,00002345	0	1	1	0

Πίνακας 5.1 Συμμετοχή μεταφορικών ιδιομορφικών μαζών

Case	Mod e	Perio d	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		Sec						
Mod al	1	2,18	0,0000064 5	0,1874	0,0003	0,000006 45	0,187 4	0,000 3
Mod al	2	1,377	0,2595	0,0000044 5	0,0111	0,2595	0,187 4	0,011 4
Mod al	3	0,923	0,0054	0,0001	0,7419	0,2649	0,187 5	0,753 4
Mod al	4	0,777	0,0094	0,0002	0,0041	0,2743	0,187 7	0,757 4
Mod al	5	0,745	0,0000020 73	0,5806	0,001	0,2743	0,768 3	0,758 4
Mod al	6	0,427	0,0000011 28	0,0783	0,0000048 28	0,2743	0,846 6	0,758 4
Mod al	7	0,404	0,4789	0,0000090 96	0,003	0,7532	0,846 6	0,761 4
Mod al	8	0,393	0,0001	0,0005	0,0034	0,7533	0,847 2	0,764 8



Mod al	9	0,297	0,000004643	0,0855	0,000001341	0,7533	0,9327	0,7648
Mod al	10	0,284	0,0106	0,00004354	0,1653	0,7639	0,9327	0,9301
Mod al	11	0,233	0	0,0124	0,0002	0,7639	0,9451	0,9303
Mod al	12	0,22	0,126	5,084E-07	0,001	0,8898	0,9451	0,9312
Mod al	13	0,201	0,00002876	0,0163	0,0001	0,8898	0,9614	0,9313
Mod al	14	0,166	0,00002386	0,017	0,00001324	0,8899	0,9784	0,9313
Mod al	15	0,155	0,0002	0,00001186	0,0413	0,89	0,9784	0,9726
Mod al	16	0,152	0,0577	0,000009233	0,00002871	0,9478	0,9784	0,9726
Mod al	17	0,141	0,000001348	0,004	5,709E-07	0,9478	0,9824	0,9726
Mod al	18	0,12	0,0201	0,000007249	0,0004	0,9679	0,9824	0,9734
Mod al	19	0,115	0,000008526	0,0105	0	0,9679	0,9929	0,9734
Mod al	20	0,107	0,0014	0,00001431	0,0142	0,9693	0,9929	0,9873
Mod al	21	0,102	0,0134	0,000002888	9,277E-07	0,9827	0,9929	0,9873
Mod al	22	0,092	0,000006147	0,007	0,000003832	0,9827	0,9999	0,9873
Mod al	23	0,089	0,0077	0,000002744	0,00004404	0,9904	0,9999	0,9873
Mod al	24	0,084	0,0012	0,00001695	0,0057	0,9916	0,9999	0,9939
Mod al	25	0,079	0,0041	0,000002993	0,00004857	0,9957	0,9999	0,9939
Mod al	26	0,073	0,001	0,00000908	0,0027	0,9967	0,9999	0,9958
Mod al	27	0,071	0,003	0,000008641	0,0005	0,9997	1	0,9963
Mod al	28	0,063	0,0001	0,00001015	0,0019	0,9998	1	0,9982
Mod al	29	0,056	0,0001	0,000007413	0,0009	0,9999	1	0,9991
Mod al	30	0,05	0,0001	0,000009704	0,0009	1	1	1

Πίνακας 5.2 Συμμετοχή στρωφικών ιδιομορφικών μαζών

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 5.6 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  $i$  :

$$M_{ai} = e_{ai} * F_i$$

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  $e_{ai}$

### 5.2.2 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

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 :

$$E_x = \sqrt{\left( \sum E_{xi}^2 \right)}$$

$$E_y = \sqrt{\left( \sum E_{yi}^2 \right)}$$

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:

$$E = E_x + 0,3 * E_y$$

$$E = 0,3 * E_x + E_y$$

Ο σεισμικός συνδυασμός γράφεται ως ακολούθως:

$$Seism_x = G + 0,3 * Q \pm E_x \pm 0,3 * E_y$$

$$Seism_y = G + 0,3 * Q \pm 0,3 * E_x \pm E_y$$

The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for defining load combinations. Each screenshot has a top section with input fields and a bottom section with a table.

**Left Screenshot:**

- Load Combination Name: RSPX+0,3RSPY+G+0,3Q
- Combination Type: Linear Add
- Notes: Modify/Show Notes...
- Auto Combination: No

**Table: Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	0,3
RSP X 0,36g	1
RSP Y 0,36g	0,3

**Right Screenshot:**

- Load Combination Name: RSPY+0,3RSPX+G+0,3Q
- Combination Type: Linear Add
- Notes: Modify/Show Notes...
- Auto Combination: No

**Table: Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	0,3
RSP X 0,36g	0,3
RSP Y 0,36g	1

Σχήμα 5.7 Ορισμός σεισμικών συνδυασμών

Το πρόγραμμα αυτομάτως λαμβάνει και τους συνδυασμούς με τα αντίθετα πρόσημα (+ / -).

### 5.2.3 Έλεγχος επιρροών φαινομένων δευτέρας τάξεως

Σε κάθε όροφο προσδιορίζεται ο δείκτης  $\theta$

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * \Delta h} * 100\%$$

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

$h_i$  είναι το ύψος του  $i$  ορόφου

$d_r$  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  $q_x = 5$  και  $q_y = 4, 5$ . Ο υπολογισμός φαίνεται στον παρακάτω πίνακα :

<b>RSPX + 0,3RSPY + G + 0,3Q</b>								
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	Shear X	Shear Y	Ptot	$\theta_x$	$\theta_y$
	M	Cm	Cm	KN	KN	KN		
Story10	31,5	11,678	3,893	169	81	764,92	0,0050	0,0320
Roof	28,5	12,01	2,878	1242	535	9046,2	0,0131	0,0180
Story8	25,5	11,471	2,559	2160	912	18312,38	0,0259	0,0237
Story7	22,5	10,555	2,205	2886	1124	27589,11	0,0400	0,0281
Story6	19,5	9,3	1,862	3507	1264	36865,85	0,0546	0,0335
Story5	16,5	7,741	1,517	4034	1389	46219,92	0,0558	0,0376
Story4	13,5	6,279	1,178	4503	1538	55574	0,0639	0,0397
Story3	10,5	4,725	0,848	4910	1711	64943,64	0,0705	0,0393
Story2	7,5	3,126	0,537	5258	1884	74411	0,0674	0,0340
Story1	4,5	1,697	0,279	5521	2014	84052,2	0,0574	0,0259
Base	0	0	0	0	0	0	0,0000	0,0000
						max $\theta$	0,0705	0,0397

Πίνακας 5.3 Υπολογισμός δείκτη  $\theta_x$  και  $\theta_y$  για κύρια σεισμική δράση κατά X

RSPY + 0,3RSPX + G + 0,3Q								
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	Shear X	Shear Y	Ptot	$\theta_x$	$\theta_y$
	M	cm	Cm	KN	KN	KN		
Story10	31,5	3,97	11,334	59	248	764,92	0,0289	0,0409
Roof	28,5	4,638	7,358	388	1736	9046,2	0,0205	0,0145
Story8	25,5	4,374	6,523	670	2962	18312,38	0,0358	0,0188
Story7	22,5	3,981	5,61	894	3644	27589,11	0,0508	0,0222
Story6	19,5	3,487	4,731	1084	4089	36865,85	0,0667	0,0263
Story5	16,5	2,899	3,856	1248	4491	46219,92	0,0685	0,0294
Story4	13,5	2,344	2,999	1394	4973	55574	0,0775	0,0311
Story3	10,5	1,761	2,165	1523	5540	64943,64	0,0861	0,0308
Story2	7,5	1,155	1,378	1632	6108	74411	0,0810	0,0270
Story1	4,5	0,622	0,712	1715	6537	84052,2	0,0677	0,0203
Base	0	0	0	0	0	0	0,0000	0,0000
						max $\theta$	0,0861	0,0409

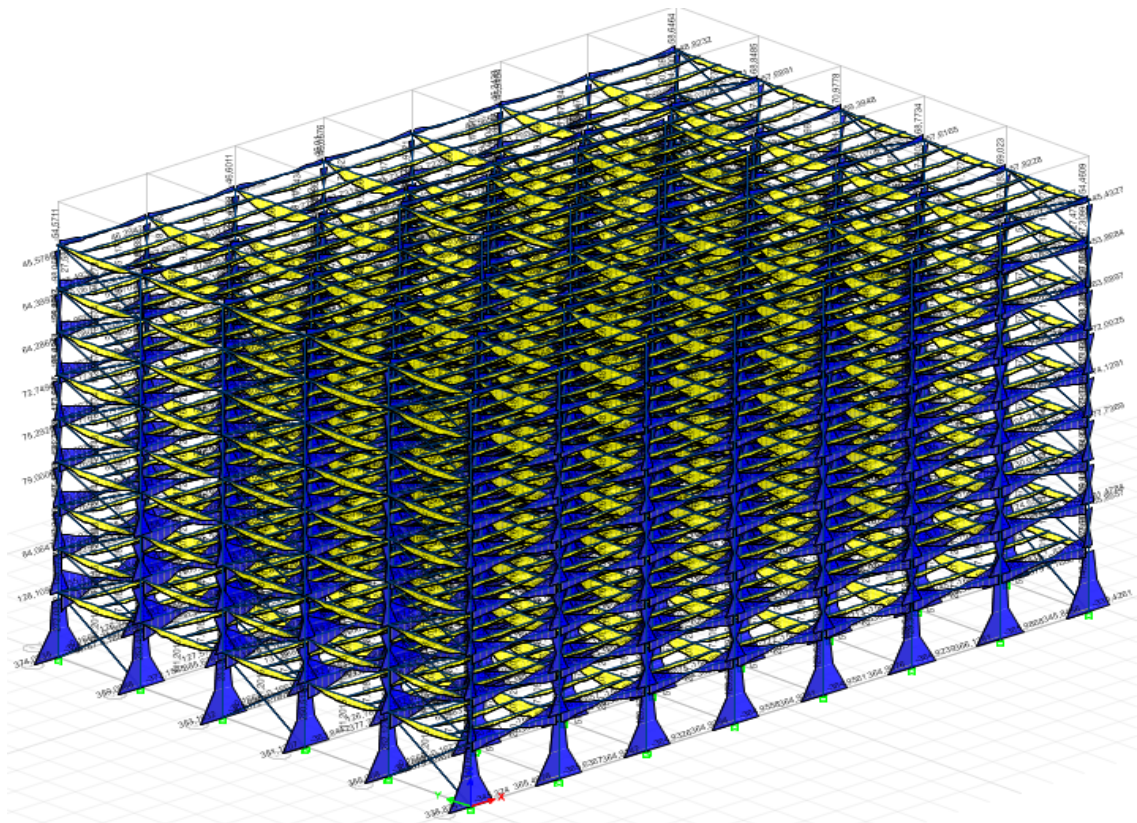
Πίνακας 5.4 Υπολογισμός δείκτη  $\theta_x$  και  $\theta_y$  για κύρια σεισμική δράση κατά Y

Παρατηρείται ότι και για τις δύο διευθύνσεις και σε όλους τους ορόφους είναι  $\theta \leq 0,10$ , οπότε οι επιρροές 2<sup>ας</sup> τάξεως επιτρέπεται να αγνοηθούν.

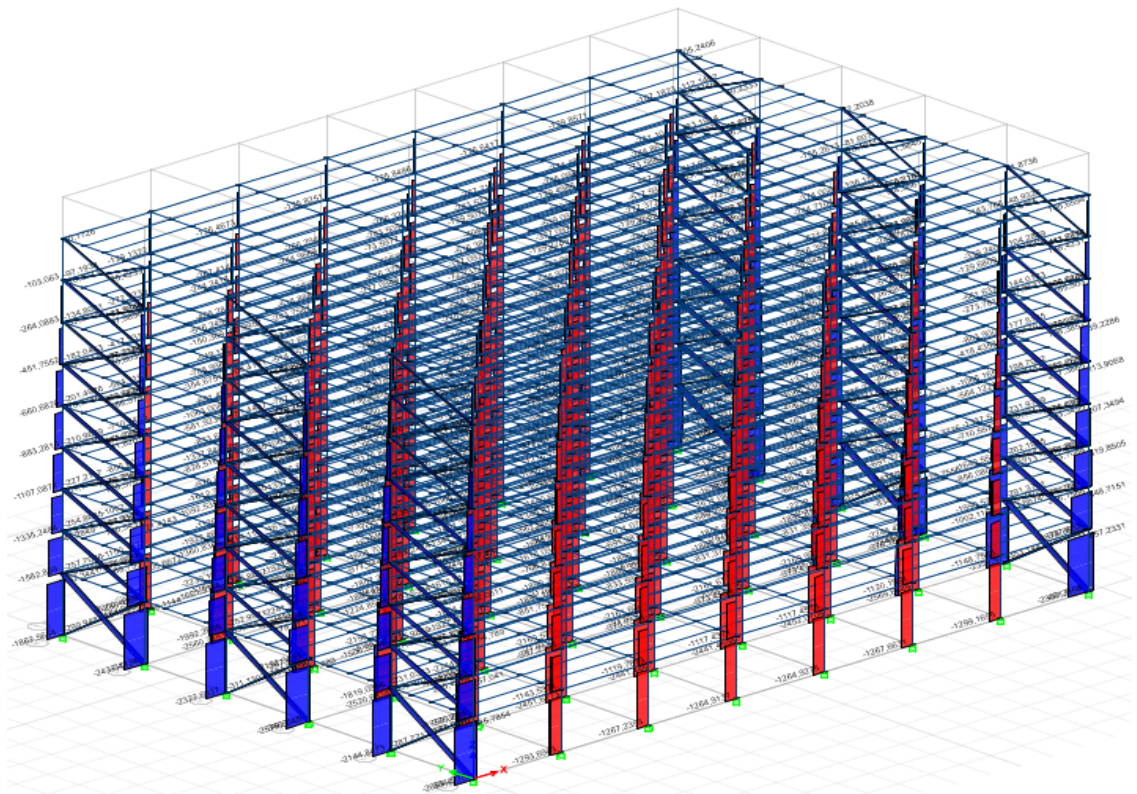
#### 5.2.4 Αποτελέσματα σεισμικών συνδυασμών

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 :

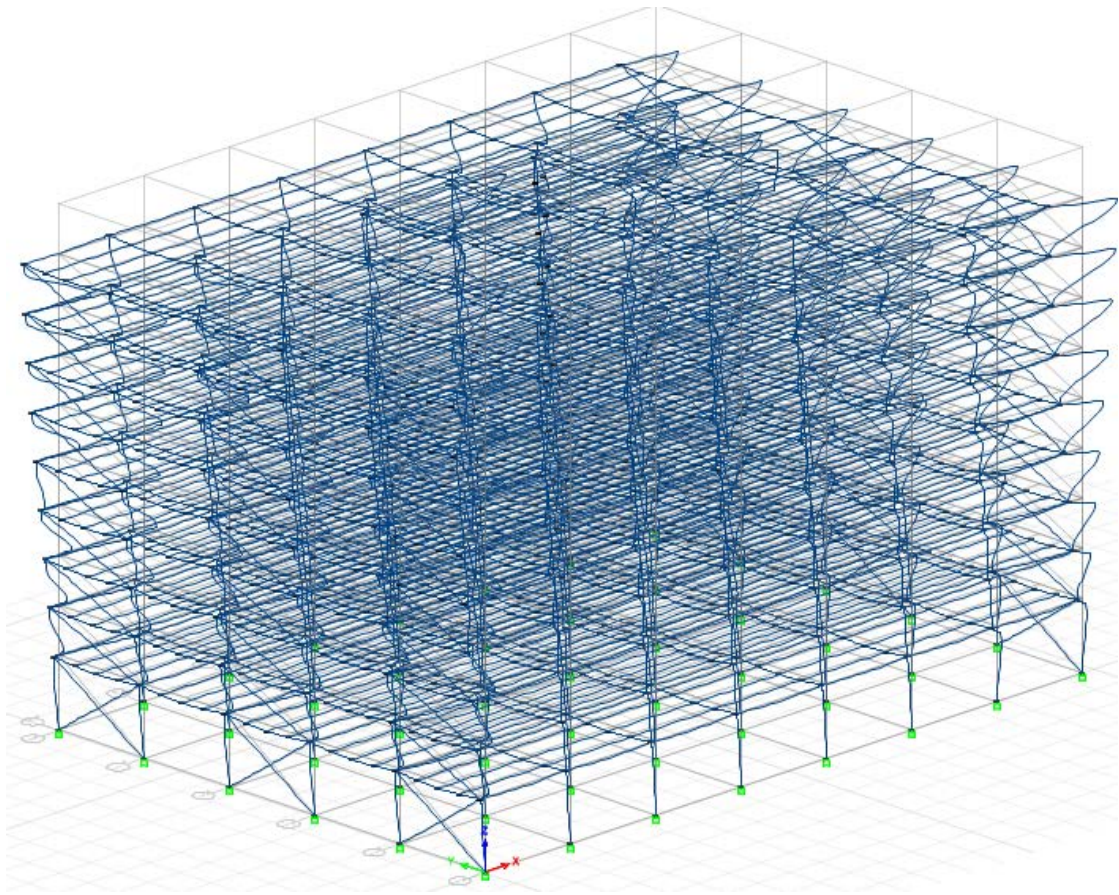
Για το συνδυασμό ' $RSPX + 0,3 RSPY + G + 0,3Q$ ' προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα :



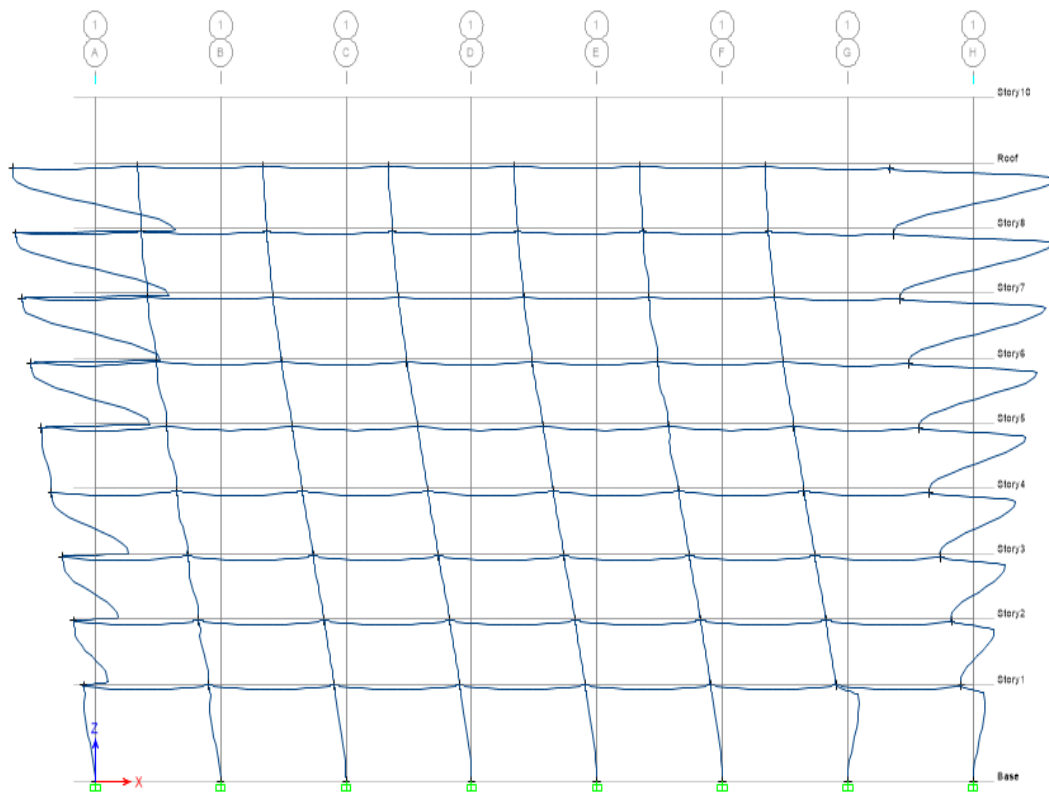
Σχήμα 5.8 Τρισδιάστατη απεικόνιση ροπών M



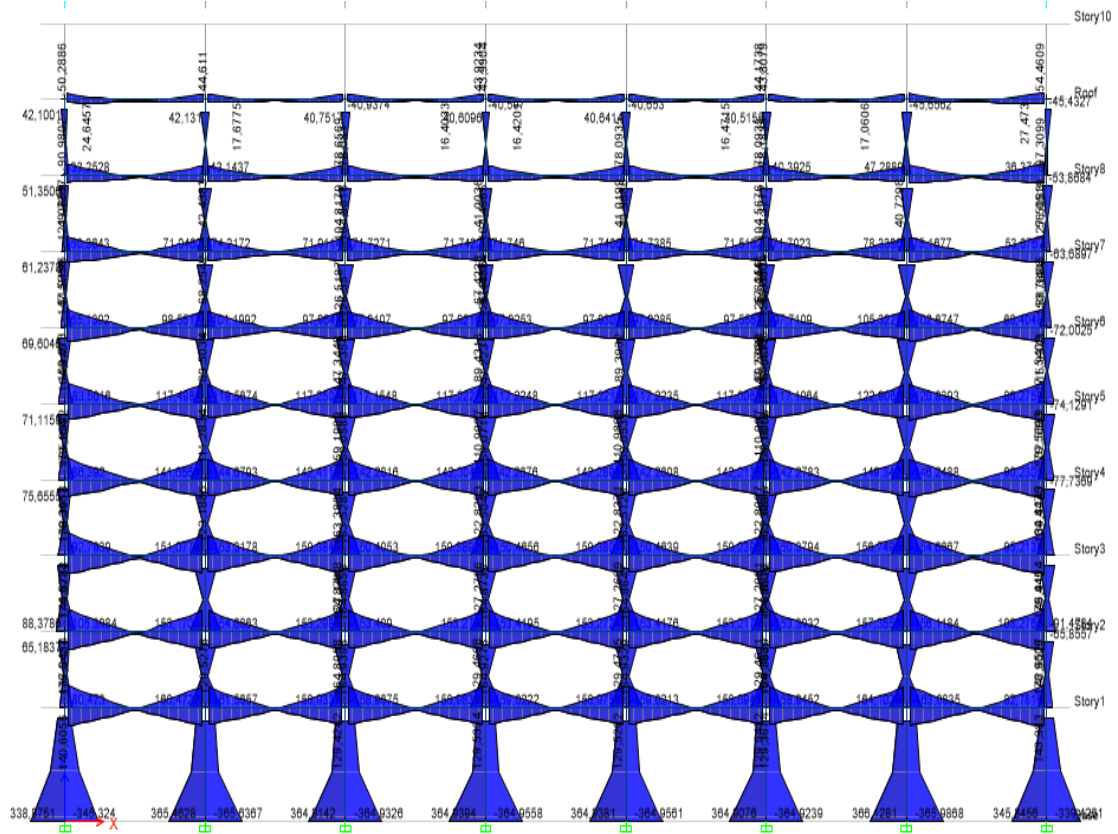
Σχήμα 5.9 Τρισδιάστατη απεικόνιση αξονικών N



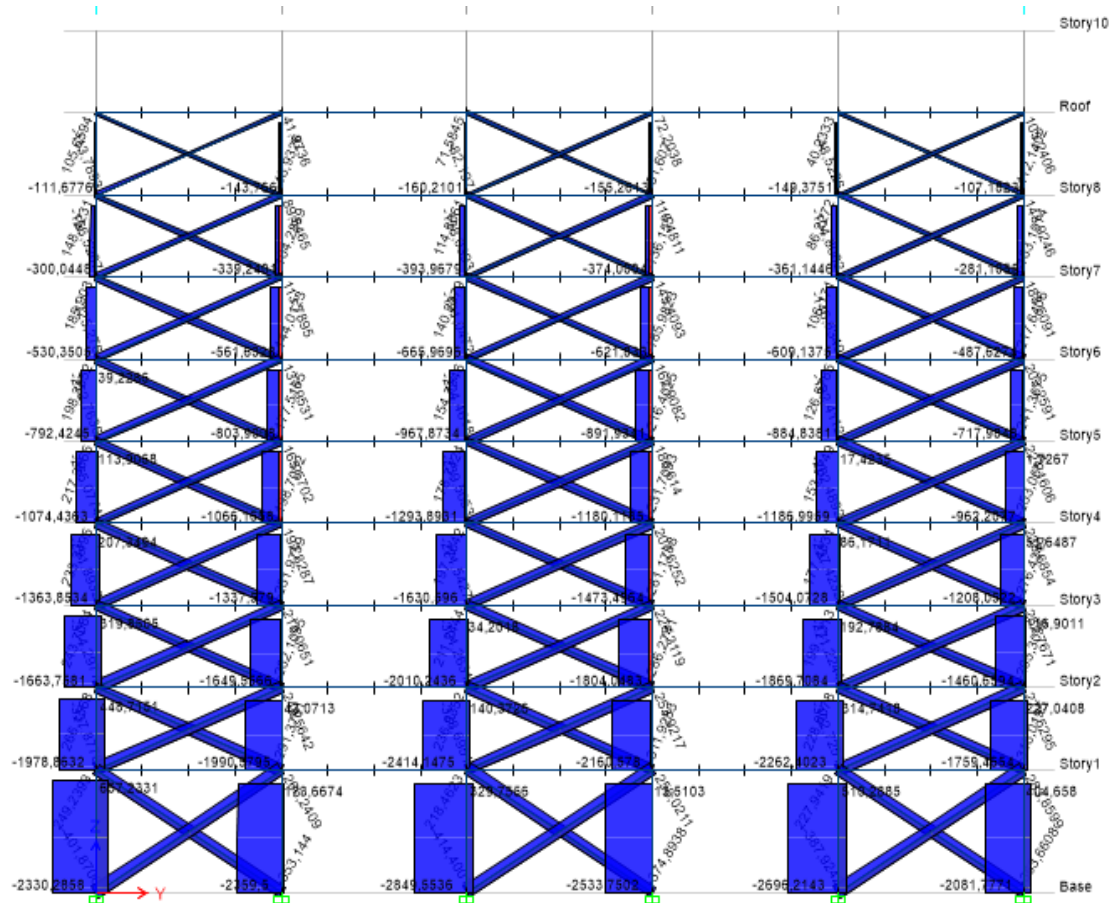
Σχήμα 5.10 Τρισδιάστατη απεικόνιση παραμορφώσεων



Σχήμα 4.11 Διάγραμμα παραμορφώσεων πλαισίου κατά X



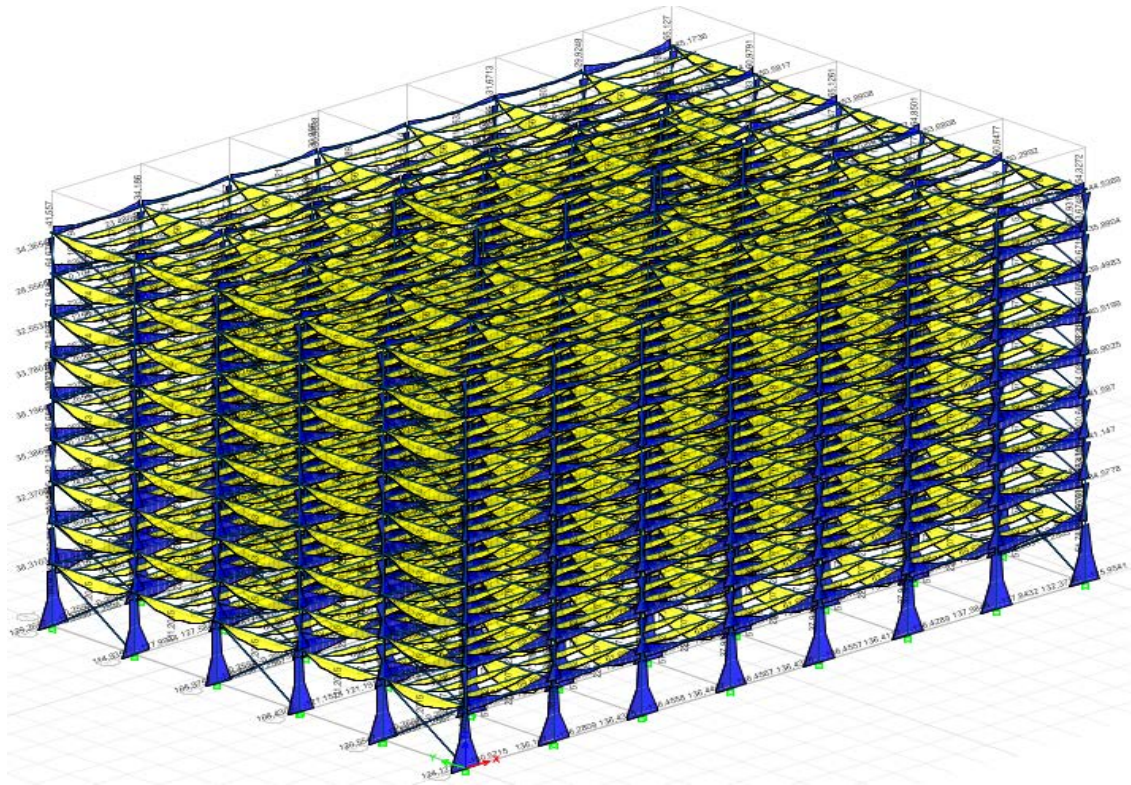
Σχήμα 5.12 Διάγραμμα ροπών πλαισίου κατά Χ



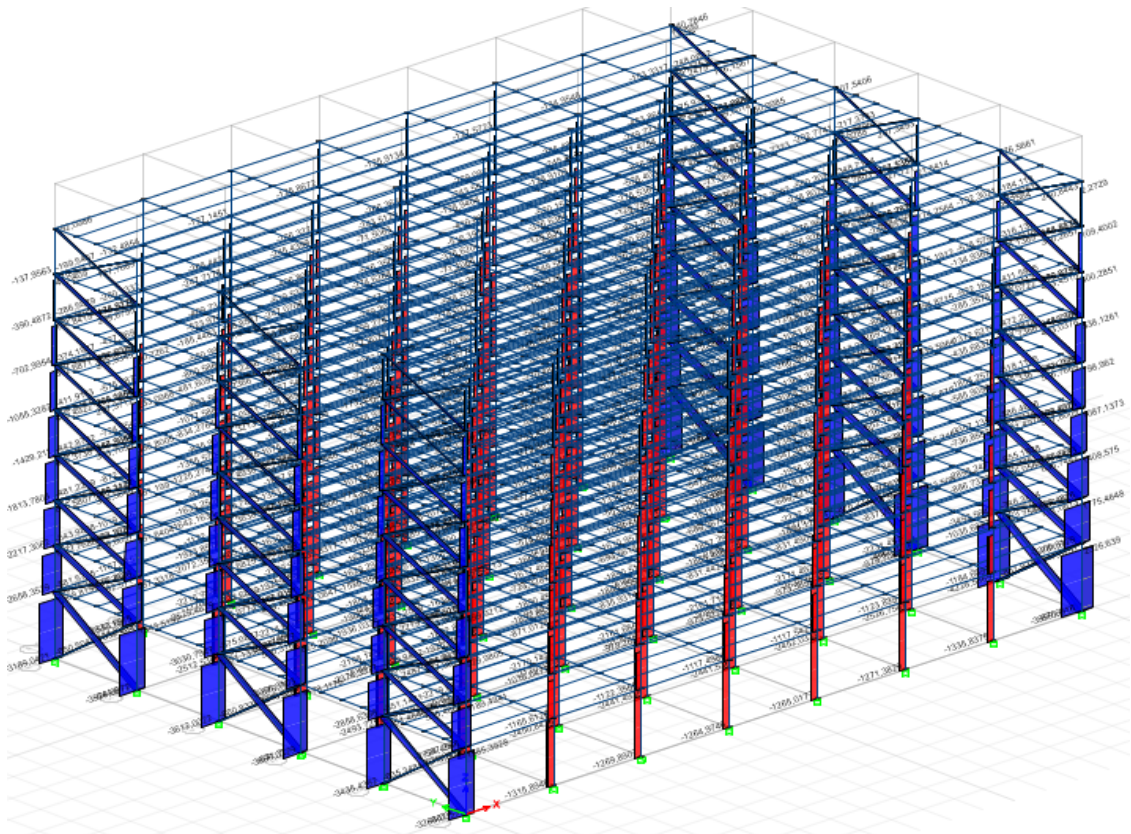
Σχήμα 5.13 Διάγραμμα αξονικών πλαισίου κατά Υ



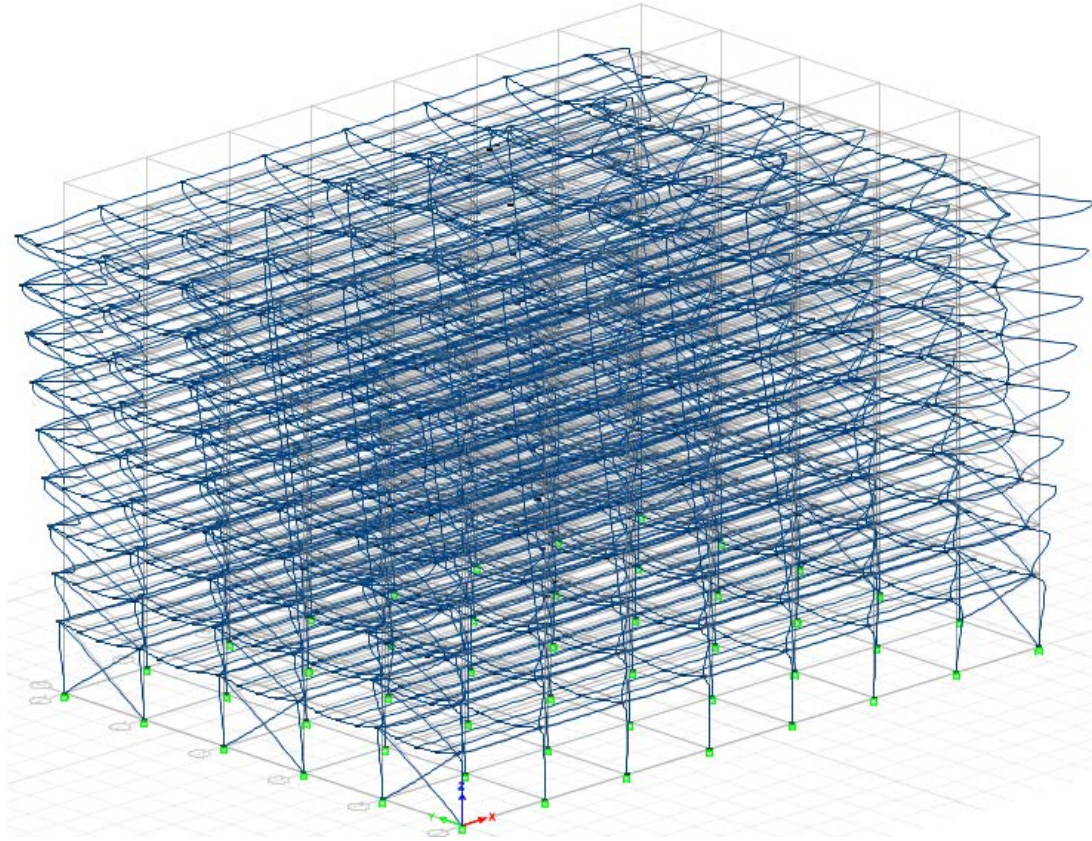
Για το σεισμικό συνδυασμό 'RSPY + 0,3 RSPX + G + 0,3Q' προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα :



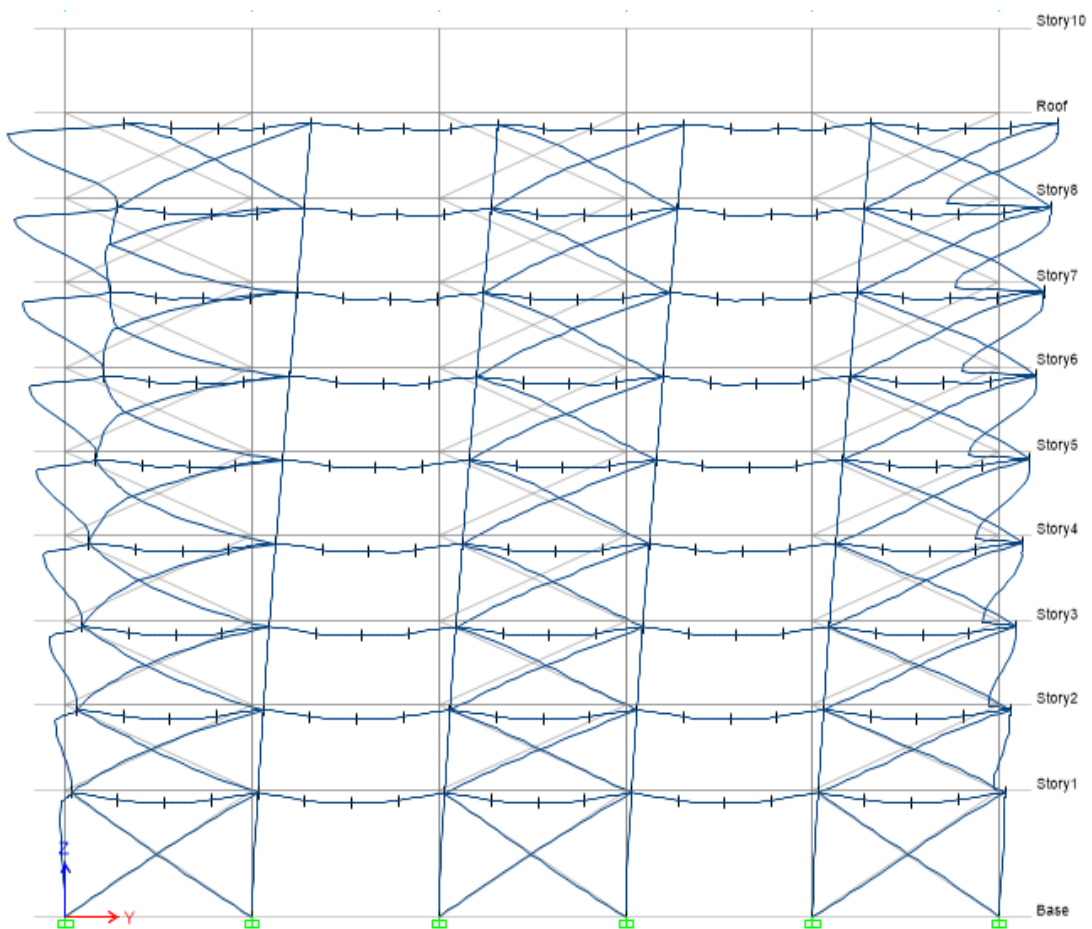
Σχήμα 5.14 Τρισδιάστατη απεικόνιση ροπών για κύριο σεισμό κατά Y



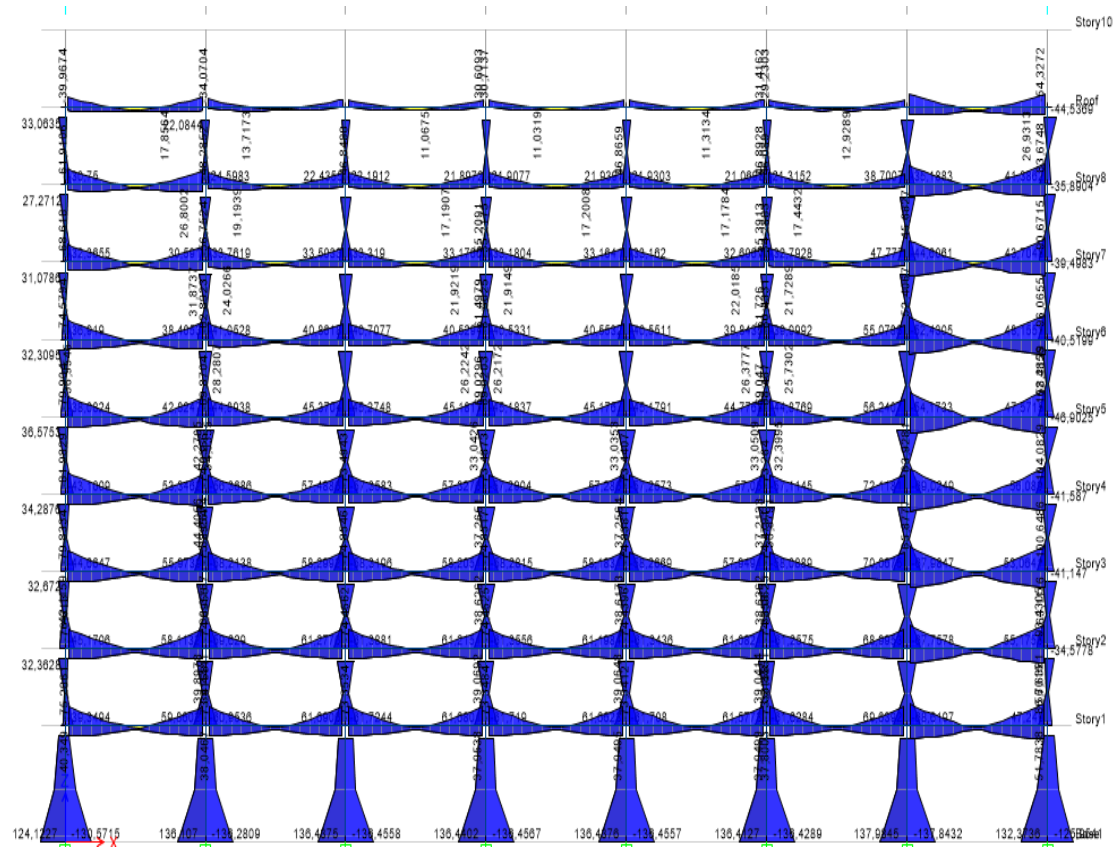
Σχήμα 5.15 Τρισδιάστατη απεικόνιση αξονικών για κύριο σεισμό κατά Y



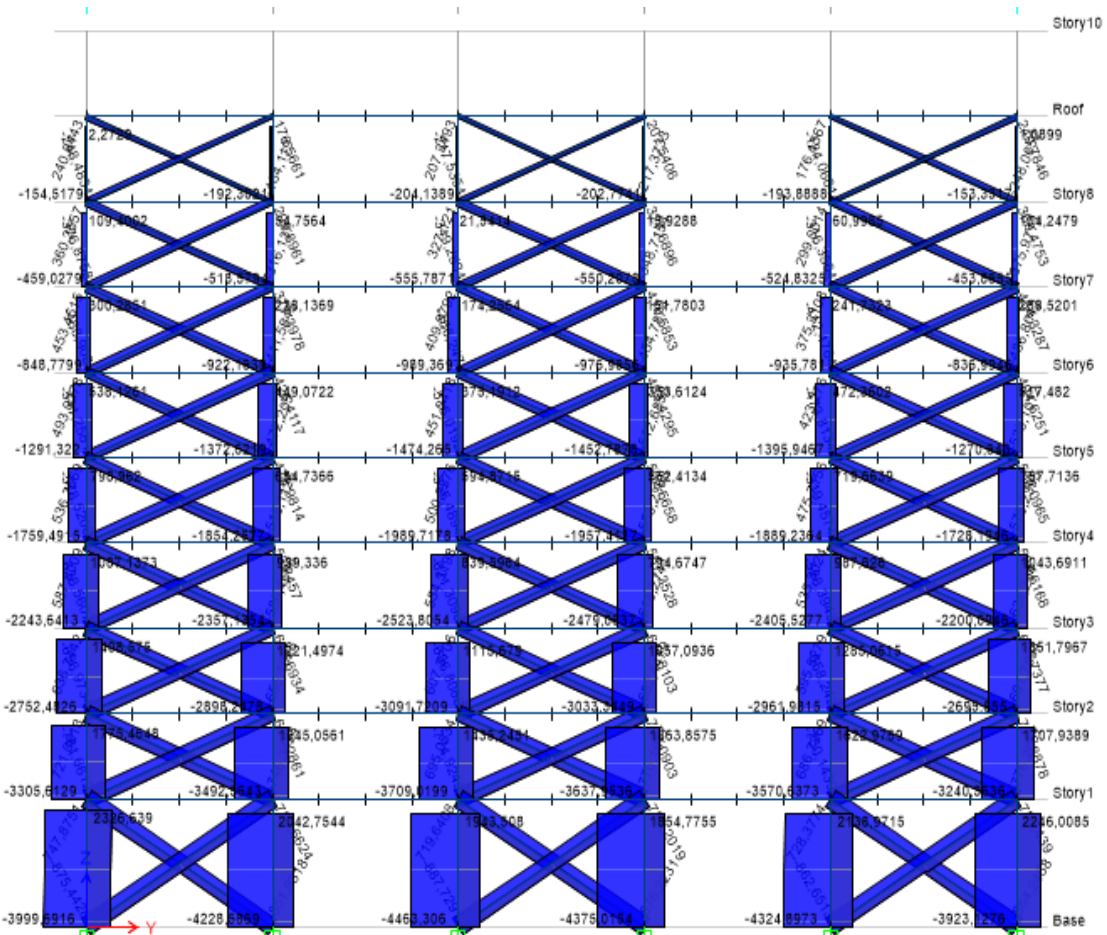
Σχήμα 5.16 Τρισδιάστατη απεικόνιση παραμορφώσεων για κύριο σεισμό κατά Y



Σχήμα 5.17 Διάγραμμα ροπών πλαισίου για κύριο σεισμό κατά Y

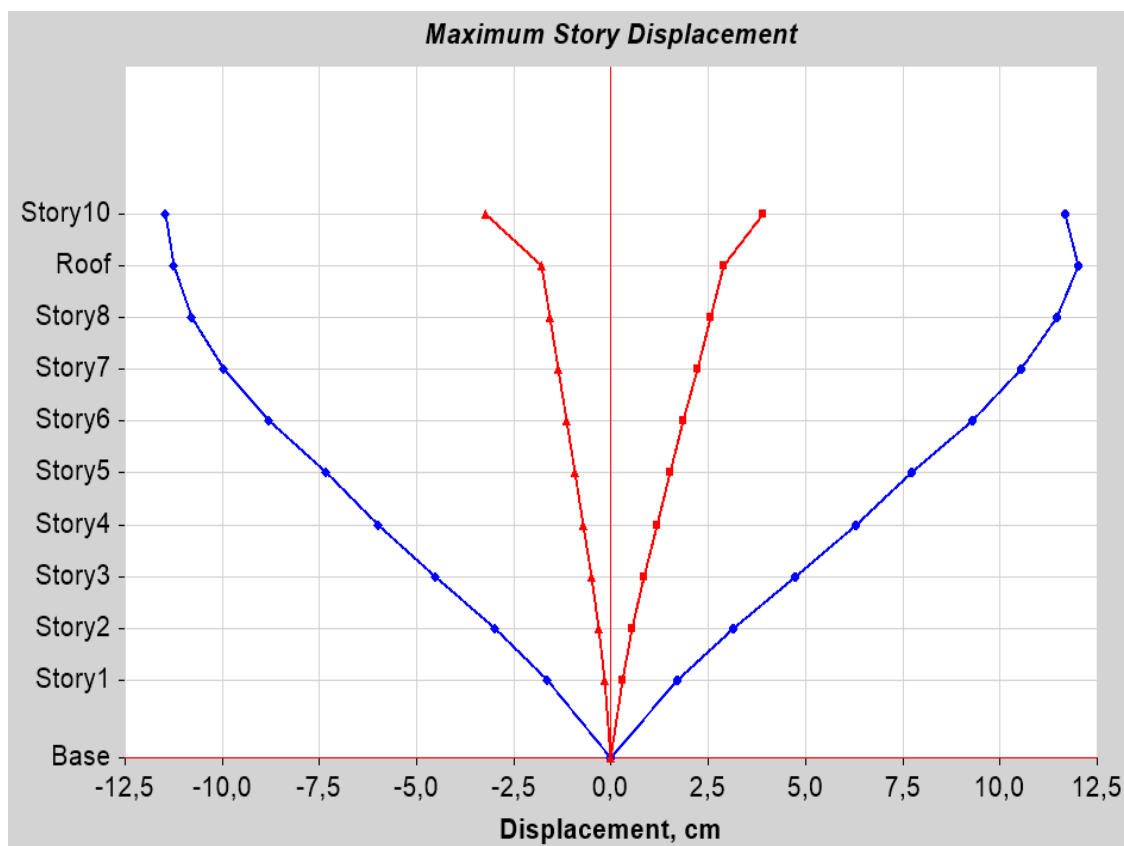


Σχήμα 5.18 Διάγραμμα ροπών πλαισίου για κύριο σεισμό κατά X



Σχήμα 5.19 Διάγραμμα αξονικών πλαισίου για κύριο σεισμό κατά Y

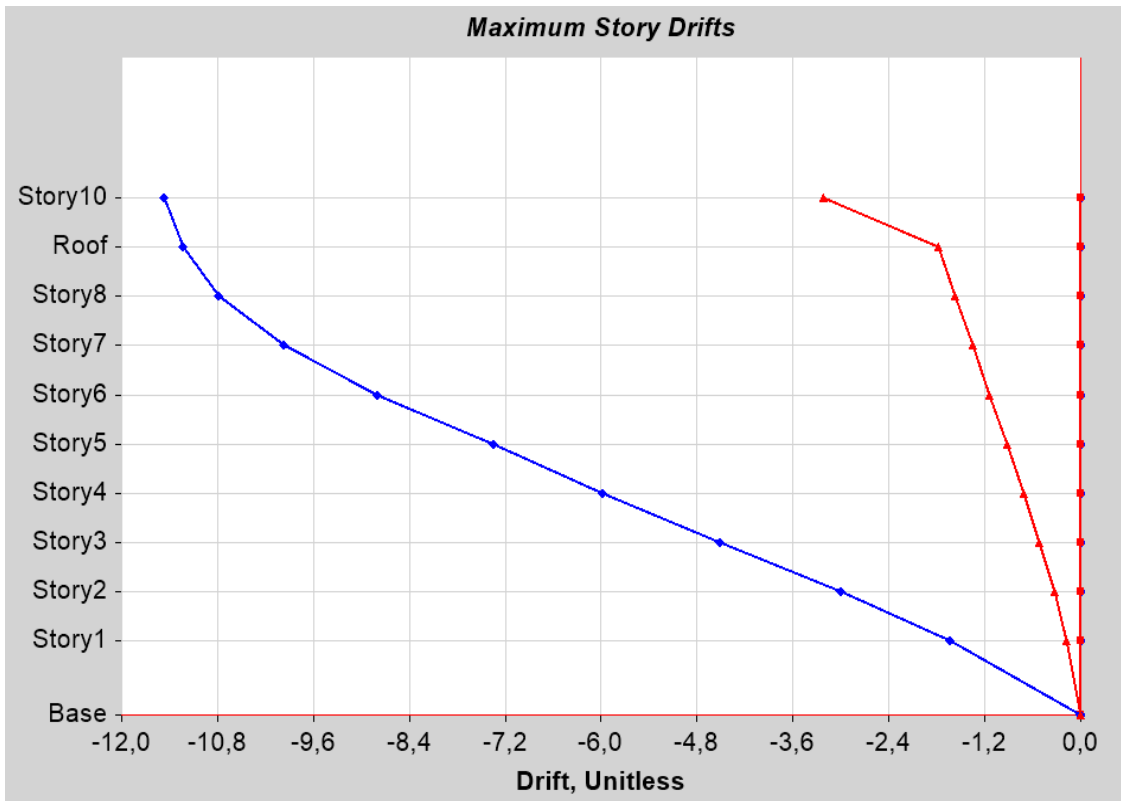
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα απόκρισης της κατασκευής ( story response ) για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό , ο οποίος και είναι '**RSPX + 0,3 RSPY + G + 0,3Q**' .



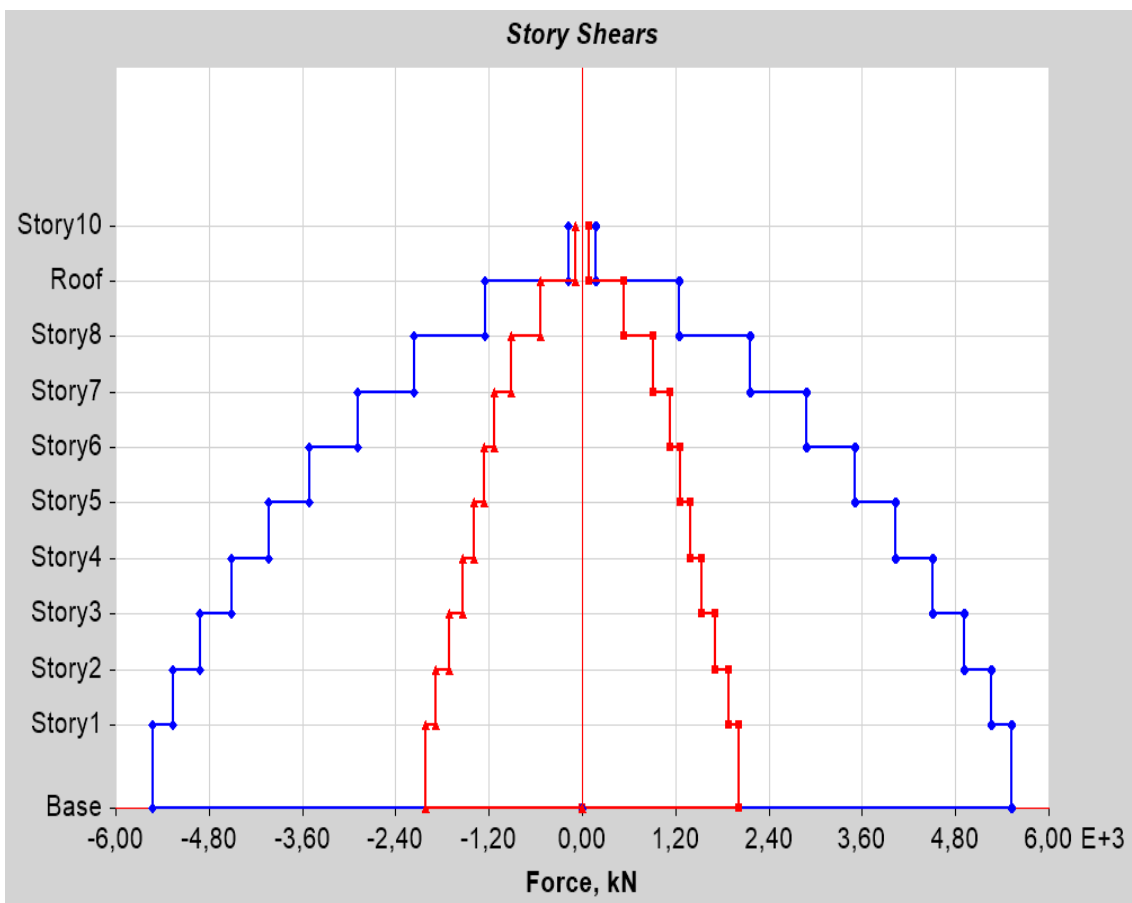
Σχήμα 5.20 Διάγραμμα μέγιστων μετακινήσεων ορόφων

Story	Elevation	Location	X-Dir Max	X-Dir Min	Y-Dir Max	Y-Dir Min
	M		Cm	Cm	Cm	Cm
Story10	31,5	Top	11,678	-11,47	3,893	-3,219
Roof	28,5	Top	12,01	-11,234	2,878	-1,782
Story8	25,5	Top	11,471	-10,782	2,559	-1,576
Story7	22,5	Top	10,555	-9,964	2,205	-1,353
Story6	19,5	Top	9,3	-8,803	1,862	-1,138
Story5	16,5	Top	7,741	-7,339	1,517	-0,924
Story4	13,5	Top	6,279	-5,971	1,178	-0,715
Story3	10,5	Top	4,725	-4,507	0,848	-0,512
Story2	7,5	Top	3,126	-2,991	0,537	-0,332
Story1	4,5	Top	1,697	-1,625	0,279	-0,171
Base	0	Top	0	0	0	0

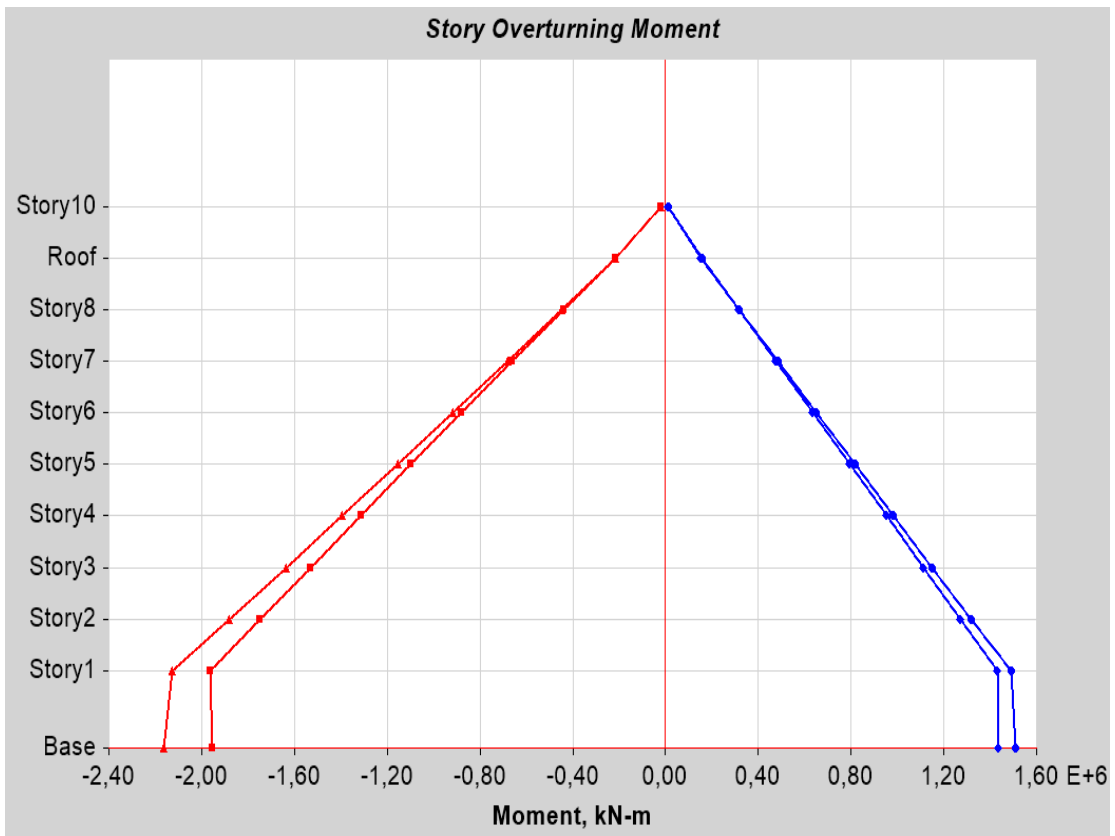
Πίνακας 5.5 Τιμές Διαγράμματος μέγιστων μετακινήσεων ορόφων



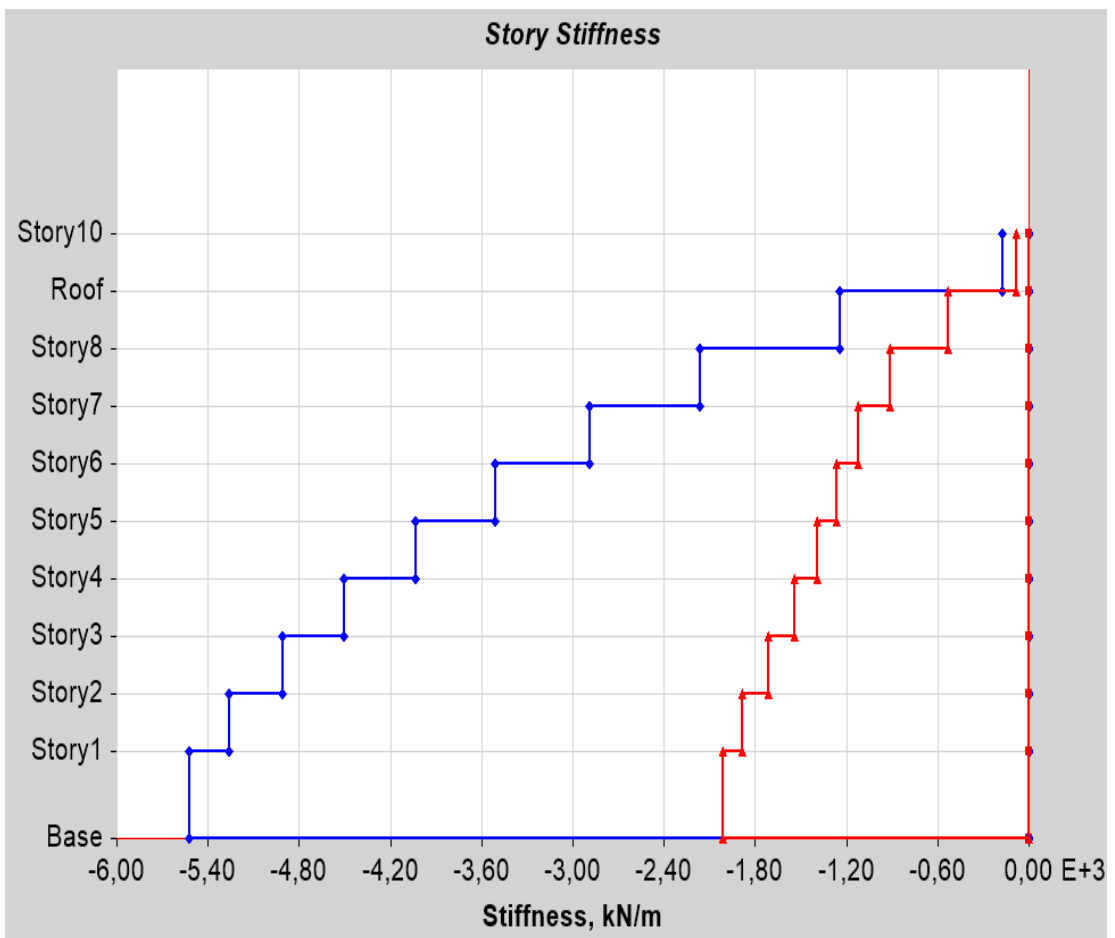
Σχήμα 5.21 Διάγραμμα μέγιστων Drifts ορόφων



Σχήμα 5.22 Διάγραμμα τεμνουσών ορόφου



Σχήμα 5.23 Διάγραμμα στρεπτικών ροπών ορόφων



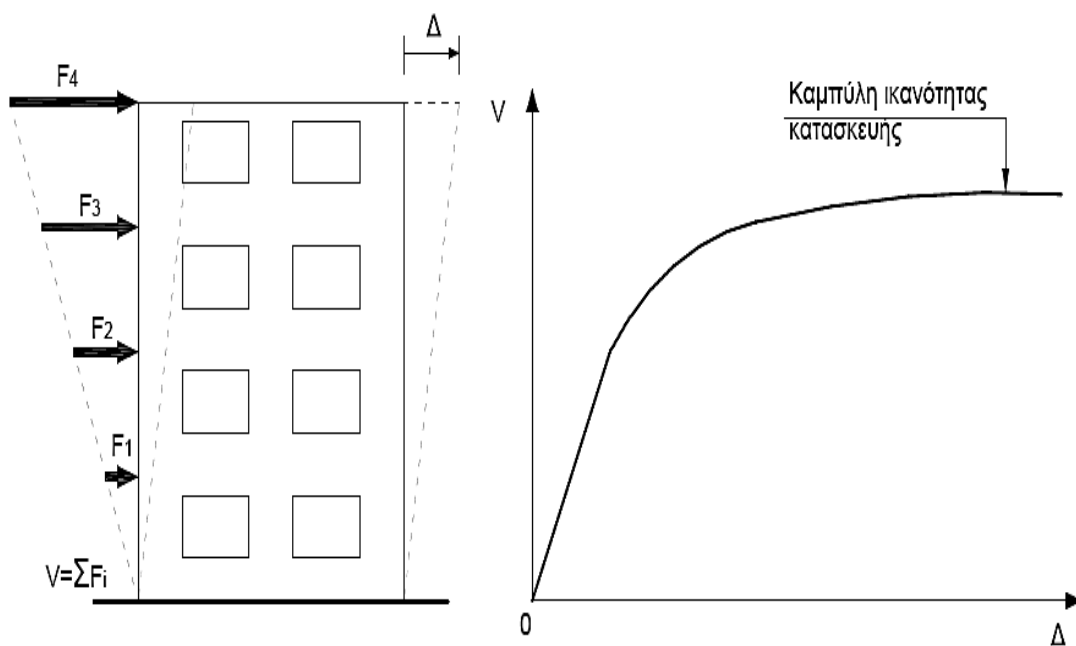
Σχήμα 5.24 Διάγραμμα δυσκαμψιών ορόφων

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6<sup>ο</sup> ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 6.1 Η μέθοδος Push Over

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός με μη-γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε νέα και υπάρχοντα κτήρια για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής  $\alpha_u / \alpha_1$ , για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών σε νέες κατασκευές και για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτηρίων. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα της χώρας μας δεν επιτρέπεται η διαστασιολόγηση μιας νέας κατασκευής μόνον με κάποια μη-γραμμική μέθοδο ανάλυσης, αλλά επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης, με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας.

Τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται με τουλάχιστον δυο κατανομές καθ' ύψος. Αυτές είναι η "ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση. Έτσι μέσω πολλών στατικών επιλύσεων, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve) λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.



Σχήμα 6.1 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

## 6.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη φέροντα οργανισμό.

Στον σχήμα 6.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς για συνήθη κατηγορία σπουδαιότητας, αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2 ενώ ο στόχος A1 ικανοποιείται μέσω λοιπών κανονιστικών διατάξεων που περιλαμβάνονται.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Σχήμα 6.2 Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.



### 6.3 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 είναι οι εξής:

#### Ο.Κ. Περιορισμού Βλαβών (Limit state of damage limitation, DL)

Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

#### Ο.Κ. Σημαντικών Βλαβών (Limit state of significant damage, SD)

Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντικοινομική.

#### Ο.Κ. Οιονεί Κατάρρευσης (Limit state of near collapse, NC)

Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη-φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλον σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F-δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού.

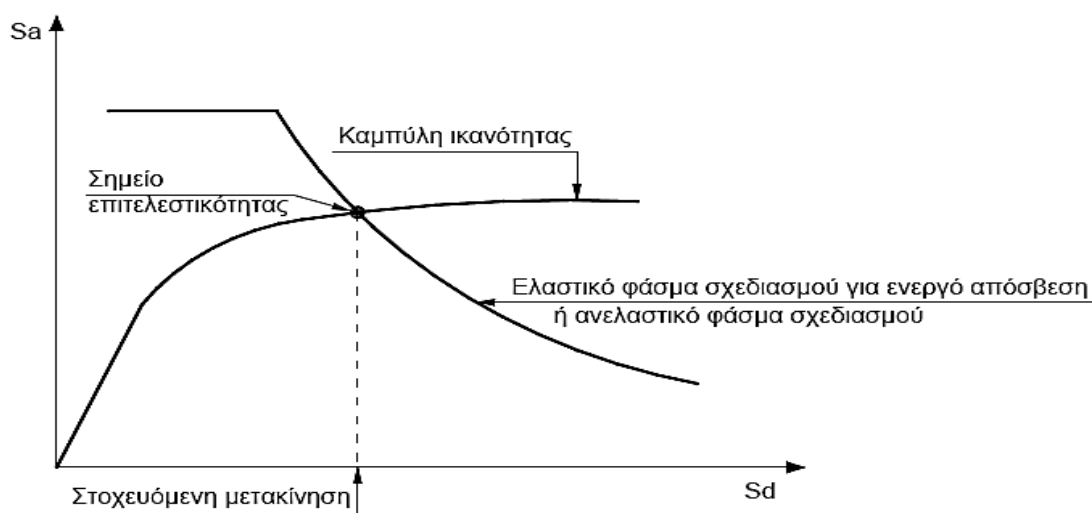
Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει

τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Κατόπιν για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης με εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α.. Στο επόμενο κεφάλαιο περιγράφονται κάποιες από τις ευρέως χρησιμοποιούμενες μεθόδους υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.

Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-δ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.



Σχήμα 6.3 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

#### 6.4 Εφαρμογή Push Over ανάλυσης στο κτήριο

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιασθεί η push over ανάλυση κατά τη διεύθυνση X του κτηρίου, όπως αυτή πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα. Η ανάλυση αυτή θα μας βοηθήσει να κατανοήσουμε την πλάσטיμη συμπεριφορά της κατασκευής.

Αρχικά , ορίζονται οι θέσεις εφαρμογής των πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά στοιχεία ( υποστυλώματα και δοκοί ) . Η ζώνη δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων ορίσθηκε στο 5% εκατέρωθεν του μήκους των δοκών και των υποστυλωμάτων .

Σχήμα 6.4 Ορισμός πλαστικής άρθρωσης σε υποστυλώματα και δοκούς

Έπειτα , ορίζεται η Μη γραμμική Στατική Φόρτιση (NONLINEAR STATIC) ‘ G + 0,3Q ‘ και μετά η ψευδοστατική φόρτιση του Ευροκώδικα κατά τη διεύθυνση X ‘ EX\_0,36g Ct = 0,085 ‘ .

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.3

Σχήμα 6.5 Ορισμός μη γραμμικής φόρτισης ‘ G 0,3Q ‘

Direction and Eccentricity		Parameters	
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Country	CEN Default
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Ground Acceleration, ag/g	0,36
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Spectrum Type	1
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0,05	Ground Type	B
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Soil Factor, S	1,2
Time Period		Spectrum Period, Tb	0,15
<input checked="" type="radio"/> Approximate	Ct (m) = 0,085	Spectrum Period, Tc	0,5
<input type="radio"/> Program Calculated		Spectrum Period, Td	2
<input type="radio"/> User Defined	T = sec	Lower Bound Factor, Beta	0,2
Story Range		Behavior Factor, q	5
Top Story	Story10	Correction Factor, Lambda	1
Bottom Story	Base		

Σχήμα 6.6 Ορισμός Ψευδοστατικής φόρτισης

Story	Elevation ( m )	Location	X-Dir (Kn)	Y-Dir ( Kn )
Story10	31,5	Top	137,446	0
Roof	28,5	Top	1359,2078	0
Story8	25,5	Top	1374,5819	0
Story7	22,5	Top	1213,5575	0
Story6	19,5	Top	1052,3487	0
Story5	16,5	Top	893,967	0
Story4	13,5	Top	734,5199	0
Story3	10,5	Top	572,1023	0
Story2	7,5	Top	410,8325	0
Story1	4,5	Top	250,0497	0
Base	0	Top	0	0

Πίνακας 6.1 Κατανομή δυνάμεων ψευδοστατικής μεθόδου

Εν συνεχεία , εφαρμόζεται η φόρτιση 'LATERAL' με τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής μεθόδου σε κάθε πλαίσιο κατά τη διεύθυνση X, η οποία και φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 6.7 Ορισμός θέσεων δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων και επιβολή πλευρικής φόρτισης

Τώρα θα ορίσουμε την Push Over φόρτιση στην κατασκευή μας ' PUSH\_OVER\_LAT '. Ως τύπος φόρτισης επιλέγεται η Μη γραμμική στατική φόρτιση ( NONLINEAR STATIC) , η οποία θα συνεχίζει μετά το πέρας της Μη γραμμικής φόρτισης που ορίσαμε αρχικά ' G + 0,3Q '.

Load Case Name: **PUSH OVER LATERAL**

Load Case Type: **Nonlinear Static**

Exclude Objects in this Group: **Not Applicable**

Mass Source: **Previous**

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: **G+0,3Q**

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LATERAL	1

Other Parameters

Modal Load Case: **Modal - ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ**

Geometric Nonlinearity Option: **P-Delta**

Load Application: **Displacement Control** [Modify/Show...]

Results Saved: **Multiple States** [Modify/Show...]

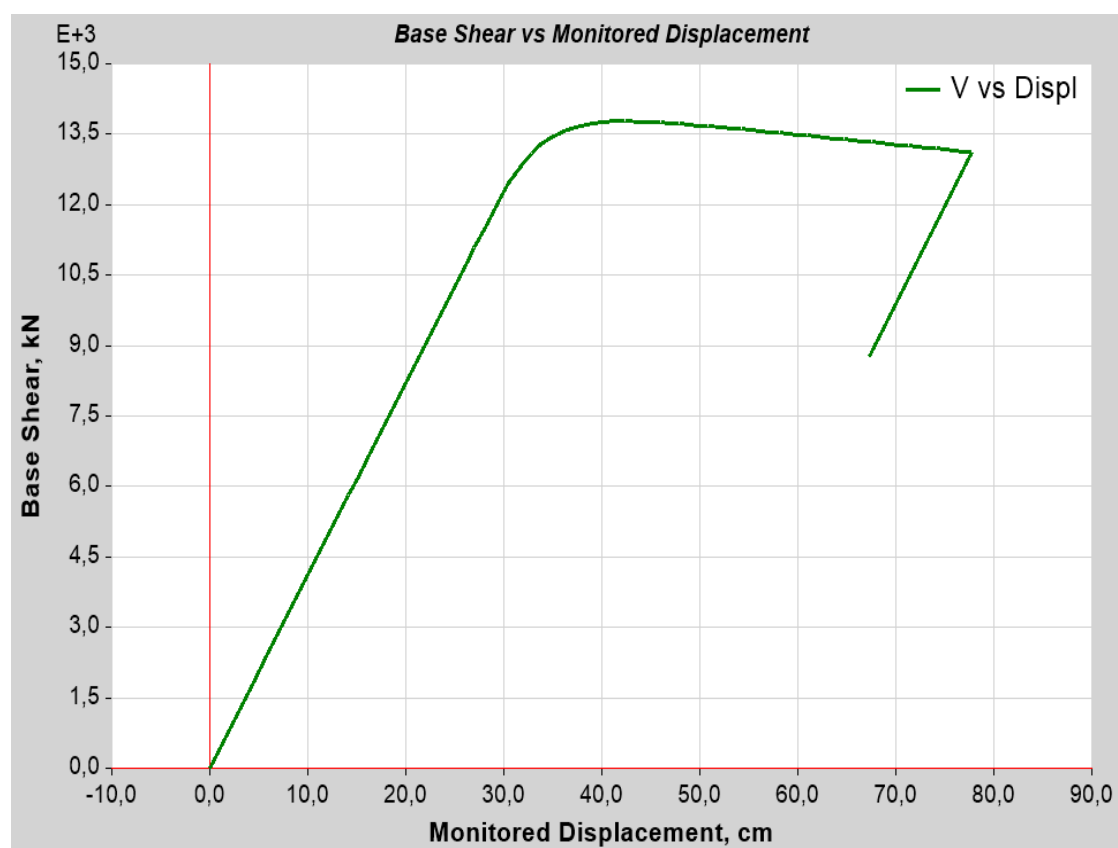
Nonlinear Parameters: **User Defined** [Modify/Show...]

Σχήμα 6.8 Ορισμός μη γραμμικής φόρτισης Push Over

## Διαγράμματα ικανότητας της κατασκευής

Η εφαρμογή της φόρτισης θα γίνει με τον έλεγχο των μετακινήσεων ( Displacement control ) μέχρι την τιμή του 3% του ύψους του κτηρίου. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της push over ανάλυσης διακρίνονται αναλυτικά παρακάτω.

### Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής



Σχήμα 6.9 Διάγραμμα Τέμνουσας Βάσης - Στοχευμένης Μετακίνησης

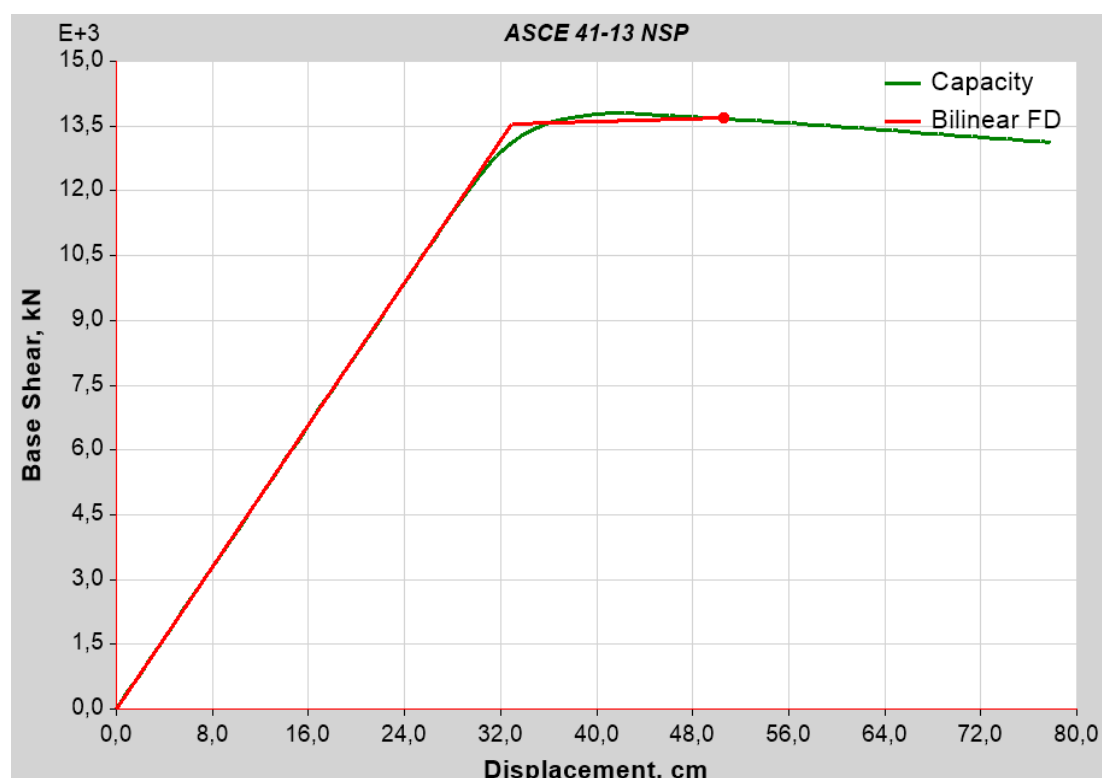
Step	Monitored Displ. ( cm )	Base Force ( Kn )	Step	Monitored Displ. ( cm )	Base Force ( Kn )
1	0,944	388,4697	40	40,059	13767,2967
2	1,889	776,9397	45	45,103	13759,43
5	4,724	1942,3494	50	49,828	13689,4685
10	9,449	3884,6984	55	55,234	13588,011
15	14,174	5827,0466	60	59,959	13490,038
20	18,899	7769,3938	65	64,684	13391,9364
25	23,624	9711,7401	70	69,409	13293,6265
30	27,953	11482,4602	75	74,134	13195,1532
35	33,821	13282,8969	80	67,349	8778,6143

Πίνακας 6.2 Ενδεικτικές τιμές διαγράμματος καμπύλης ικανότητας

### Διγραμμικοποιημένη καμπύλη Push Over κατά ASCE 7-10

Damping Ratio	0,03	Source	ASCE 7-10 General
Include SSI	No	Accel Ss	1
C2 Type	Default Value	Accel S1	0,4
Cm Type	Default Value	Site Class	D
		Tl	8 sec

Πίνακας 6.3 Τιμές παραμέτρων κατά ASCE 7-10

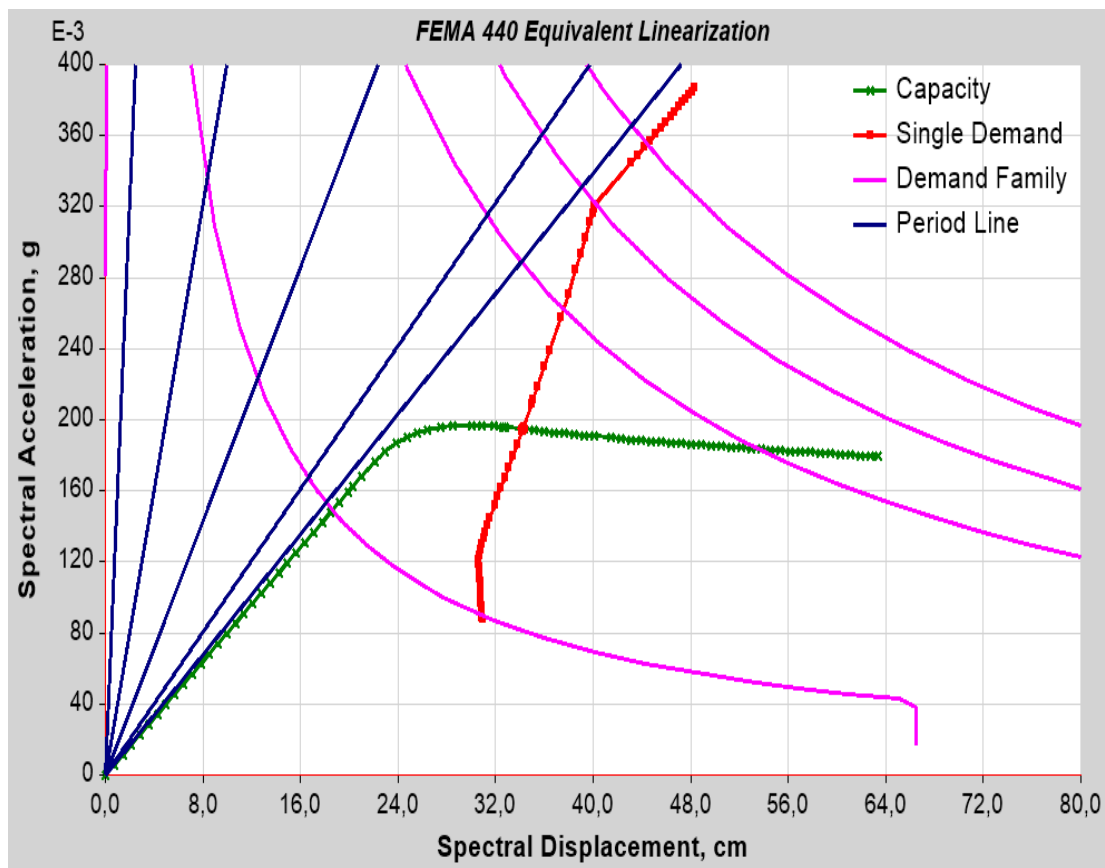


Σχήμα 6.10 Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας ASCE 41-13 NSP

Displacement	50,596 cm	Shear	13677,1306 Kn
C0	1,267311	Sa	0,32105 g
C1	1	Alpha	0,017323
C2	1	Ustrength	1,989727
Ti	2,243 sec	Dy	32,924 cm
Te	2,243 sec	Vy	13551,1283 Kn
Ki	41158,859 kN/m	Weight	83983,8968 Kn
Ke	41158,859 kN/m	Cm	1

Πίνακας 6.4 Αποτελέσματα στοχευμένης μετακίνησης

### Καμπύλη Push Over κατά FEMA 440 ( Sa – Sd )



Σχήμα 6.11 Διάγραμμα ψευδοεπιτάχυνσης με στοχευμένη μετακίνηση

Demand Spectra Ductility Ratios	1; 1,5; 2; 2,5
Constant Period Lines	0,5; 1; 1,5; 2; 2,18

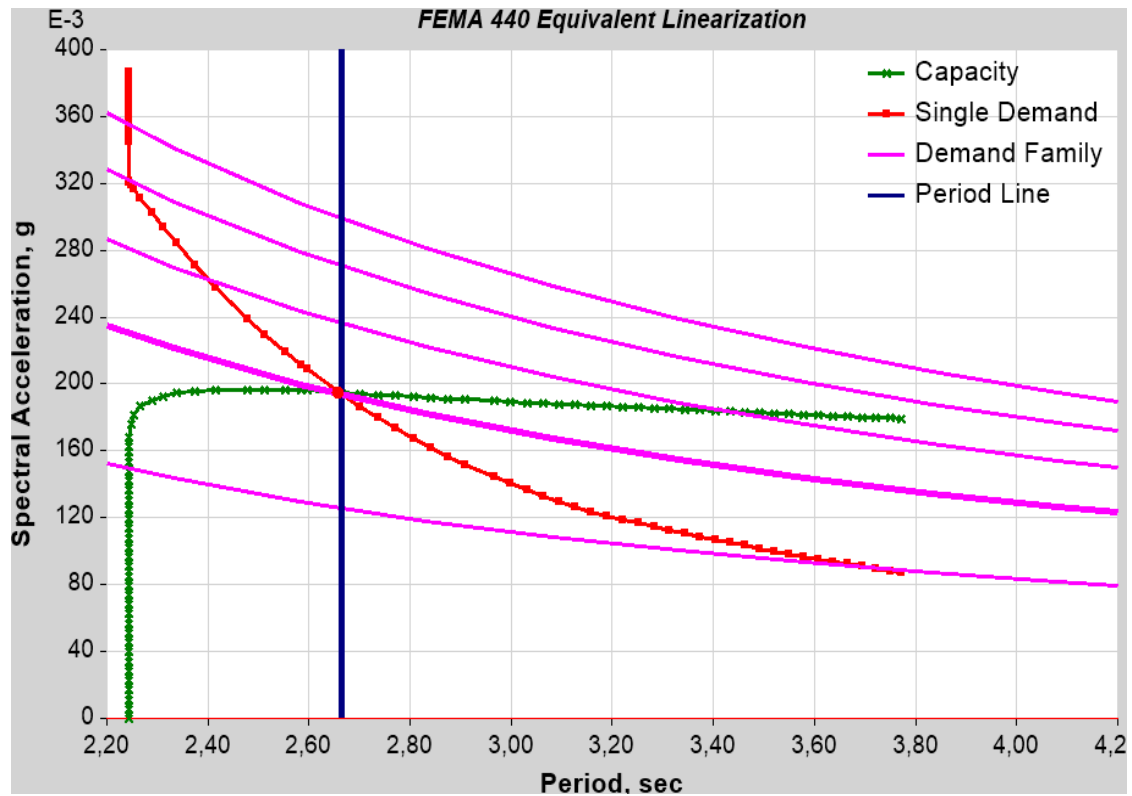
Πίνακας 6.5 Τιμές πλαστιμότητας και περιόδων

Point Found	Yes	T secant	2,658 sec
Shear	13774,8377 Kn	T effective	2,312 sec
Displacement	4,4 cm	Ductility Ratio	1,408179
Sa	0,194996	Effective Damping	0,0374
Sd	34,221 cm	Modification Factor	0,756949

Πίνακας 6.6 Παράμετροι σημείου απόδοσης (Performance Point)

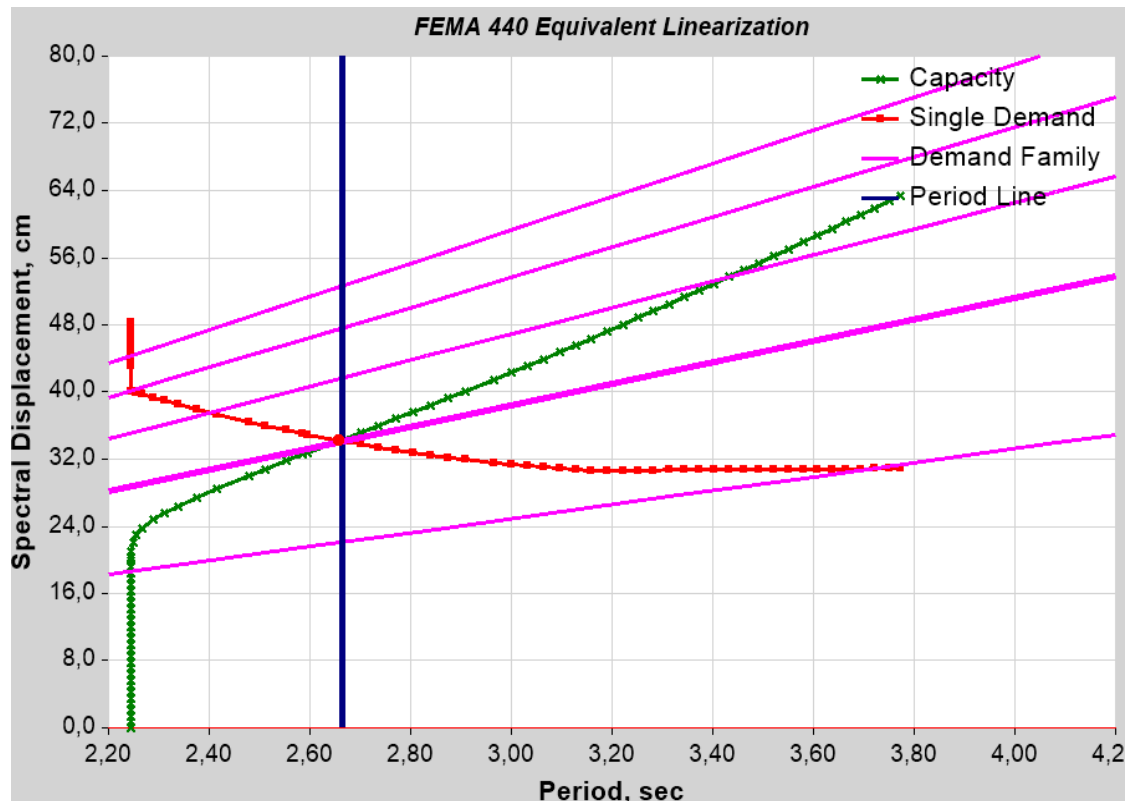


### Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization ( $S_a - T$ )



Σχήμα 6.12 Διάγραμμα ψευδοεπιτάχυνσης με την περίοδο

### Καμπύλη Push Over κατά FEMA 440 ( $S_d - T$ )

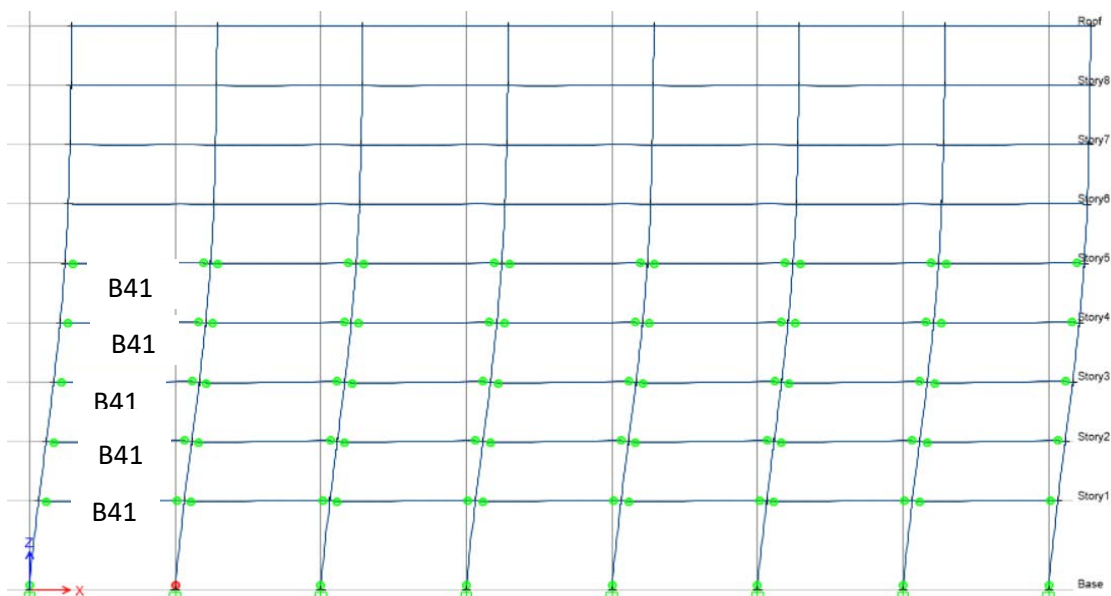


Σχήμα 6.13 Διάγραμμα στοχευμένης μετακίνησης με την περίοδο

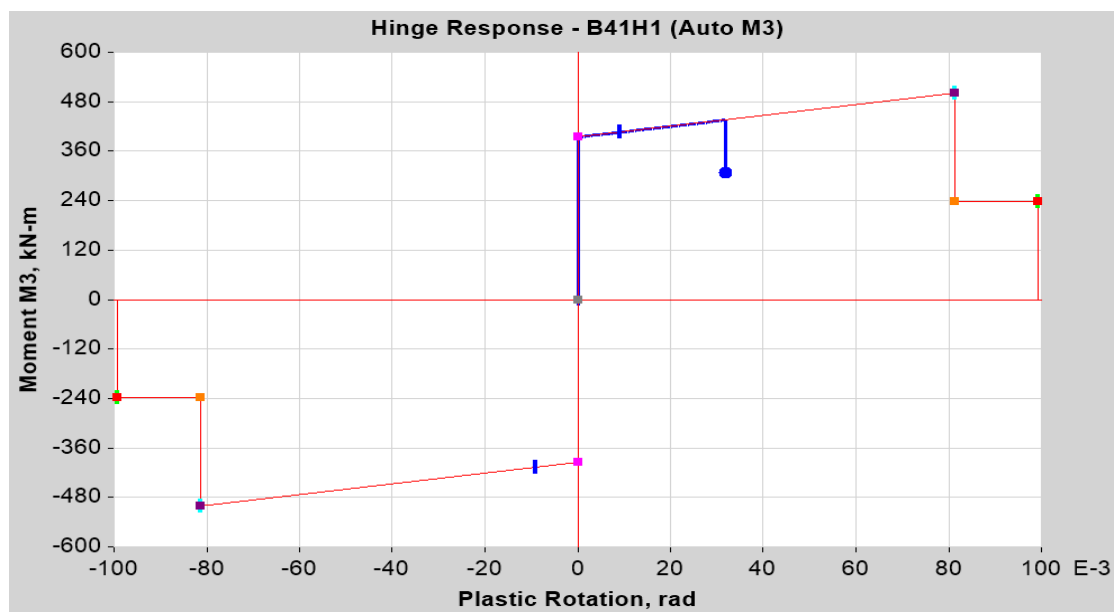
## Κατάσταση πλαστικοποίησης μελών

Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα απόκρισης μίας δοκού και ενός υποστυλώματος, μετά την εφαρμογή της πλευρικής προαυξητικής φόρτισης.

### Απόκριση δοκού Beam 41 ( B41 )



Σχήμα 6.14 Διάγραμμα απόκρισης δοκού Beam 41

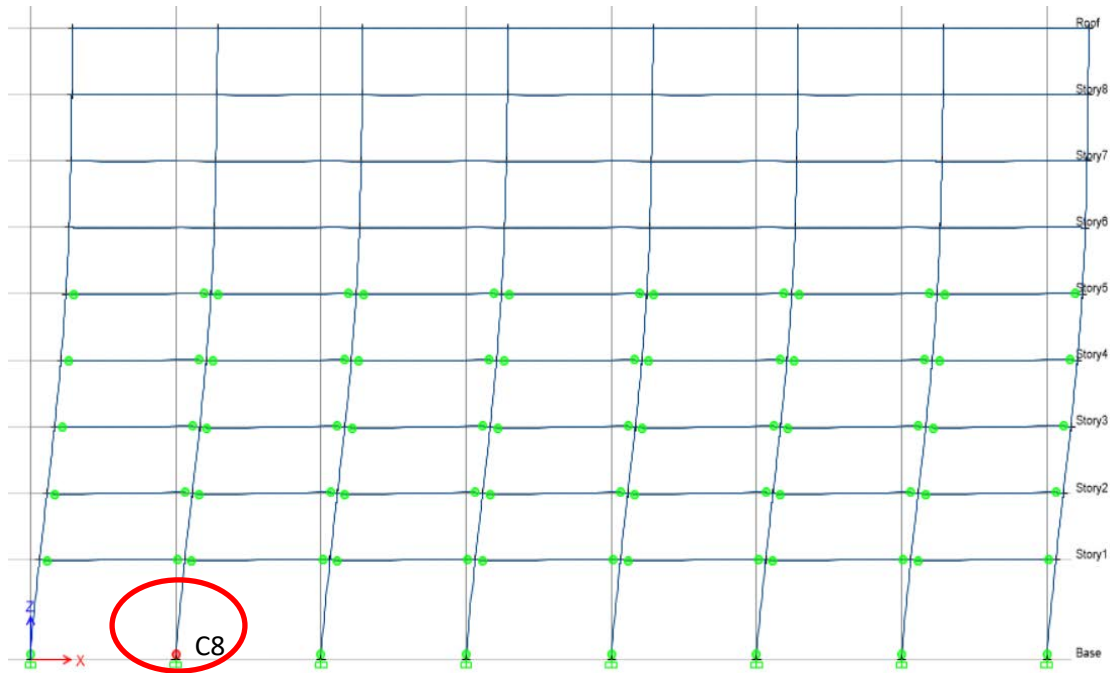


Σχήμα 6.15 Διάγραμμα  $M_3 - \theta$  απόκρισης άρθρωσης δοκού Beam41

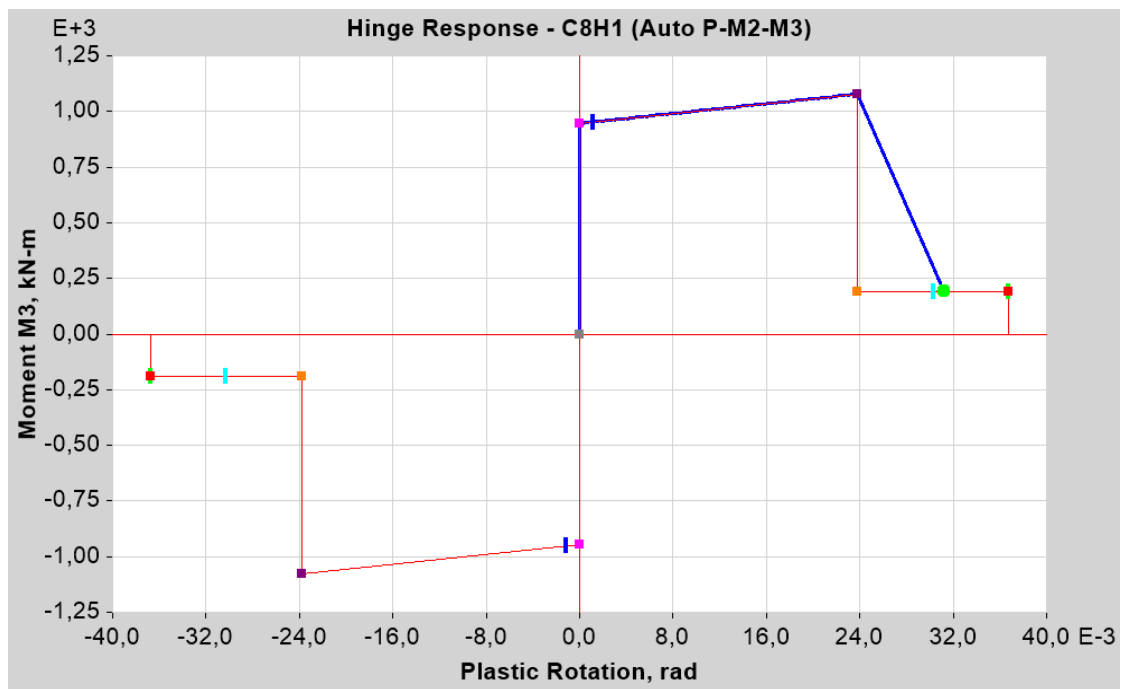
Step	80	Plastic Rotation Max	0,0318 rad
Moment M3	307,7585 kN-m	Plastic Rotation Min	0 rad
Plastic Rotation	0,0318 rad	Hinge State	B to <=C
		Hinge Status	IO to <=LS

Πίνακας 6.7 Αποτελέσματα άρθρωσης δοκού Beam41

### Απόκριση υποστυλώματος Column 8 ( C8H1 )



Σχήμα 6.16 Διάγραμμα απόκρισης υποστυλώματος Column8



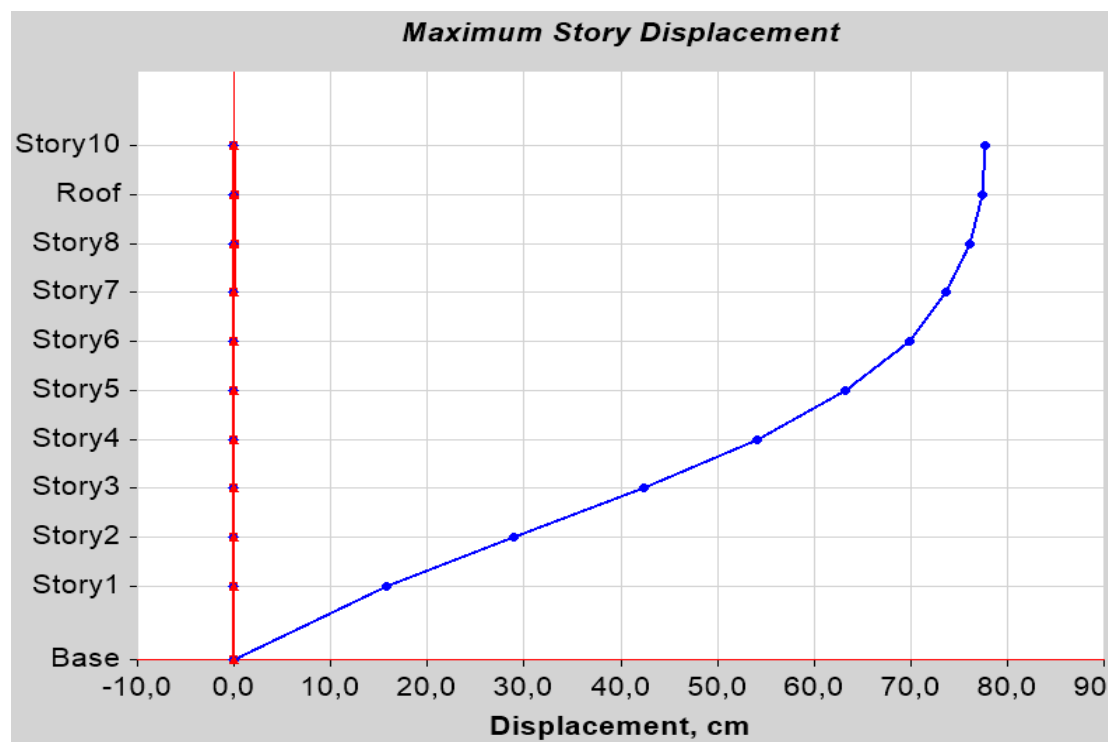
Σχήμα 6.17 Διάγραμμα M3 – θ απόκρισης άρθρωσης υποστυλώματος Column 8

Step	80	Plastic Rotation Max	0,031186 rad
Moment M3	194,7201 kN-m	Plastic Rotation Min	0 rad
Plastic Rotation	0,031186 rad	Hinge State	D to <=E
		Hinge Status	>CP

Πίνακας 6.8 Αποτελέσματα άρθρωσης υποστυλώματος Column 8

## Διαγράμματα απόκρισης ορόφων

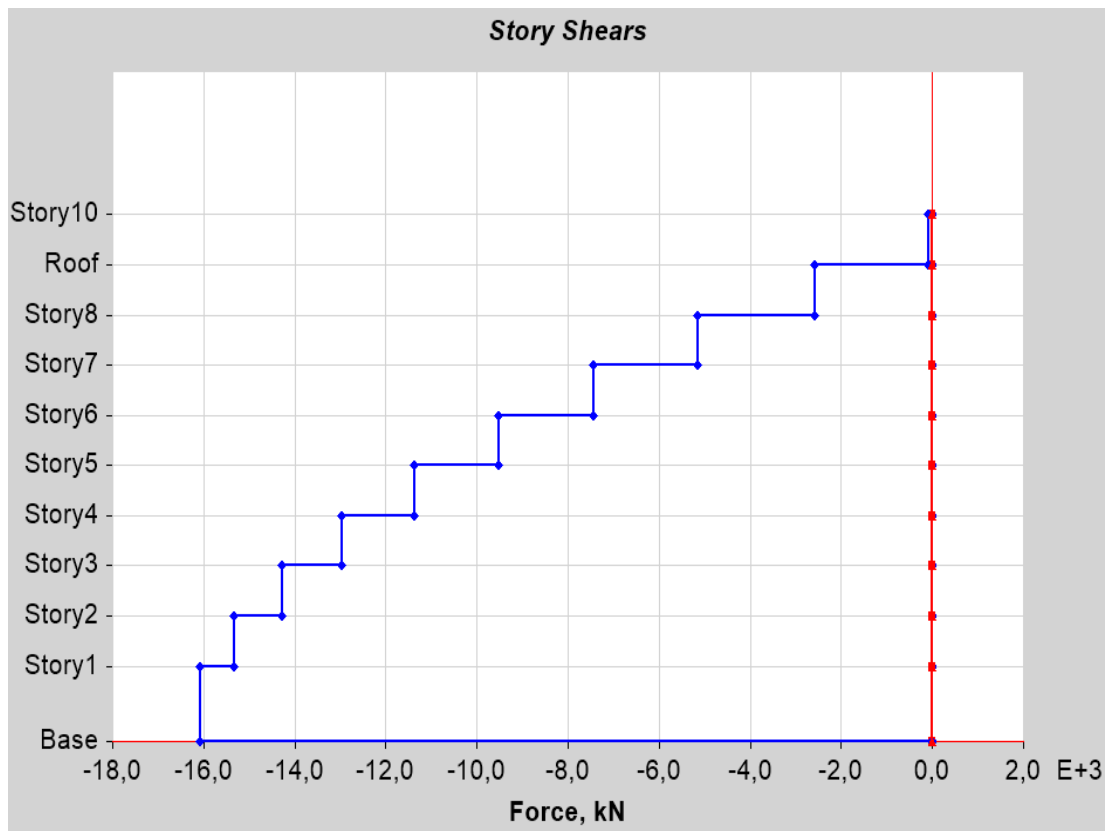
Εν συνεχεία παρουσιάζονται ορισμένα αποτελέσματα απόκρισης της κατασκευής όπως αυτά προκύπτουν κατά την push over φόρτιση.



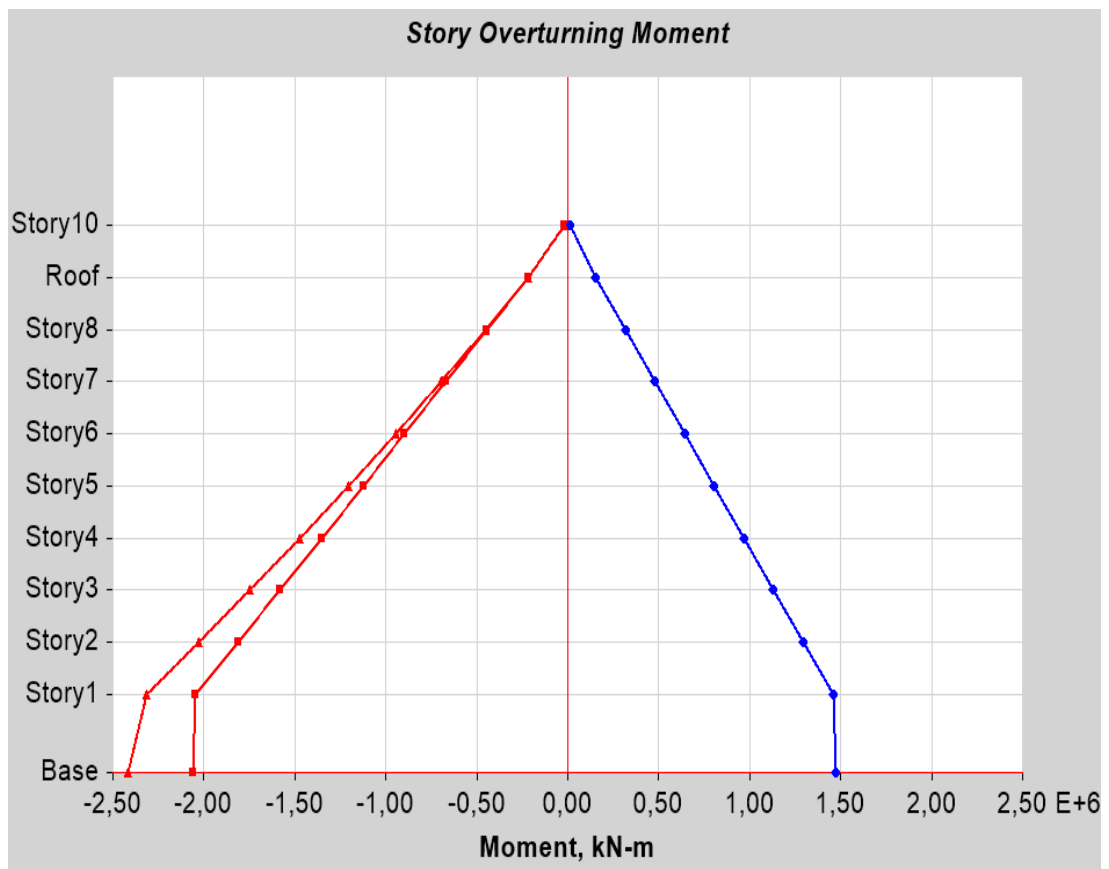
Σχήμα 6.19 Διάγραμμα μέγιστης μετακίνησης ορόφων

Story	Elevation	Location	X-Dir Max	X-Dir Min	Y-Dir Max	Y-Dir Min
	M		Cm	Cm	Cm	Cm
Story10	31,5	Top	77,762	-0,001	0,036	-0,004
Roof	28,5	Top	77,391	-0,001	0,071	-0,005
Story8	25,5	Top	76,111	-0,001	0,064	-0,004
Story7	22,5	Top	73,679	-0,001	0,056	-0,004
Story6	19,5	Top	69,897	-0,001	0,047	-0,004
Story5	16,5	Top	63,255	-0,001	0,038	-0,004
Story4	13,5	Top	54,08	-0,001	0,028	-0,003
Story3	10,5	Top	42,34	-0,001	0,022	-0,003
Story2	7,5	Top	28,909	-2,14E-04	0,019	-0,001
Story1	4,5	Top	15,774	-5,8E-05	0,012	-0,001
Base	0	Top	0	0	0	0

Πίνακας 6.9 Τιμές διαγράμματος μέγιστης μετακίνησης ορόφων



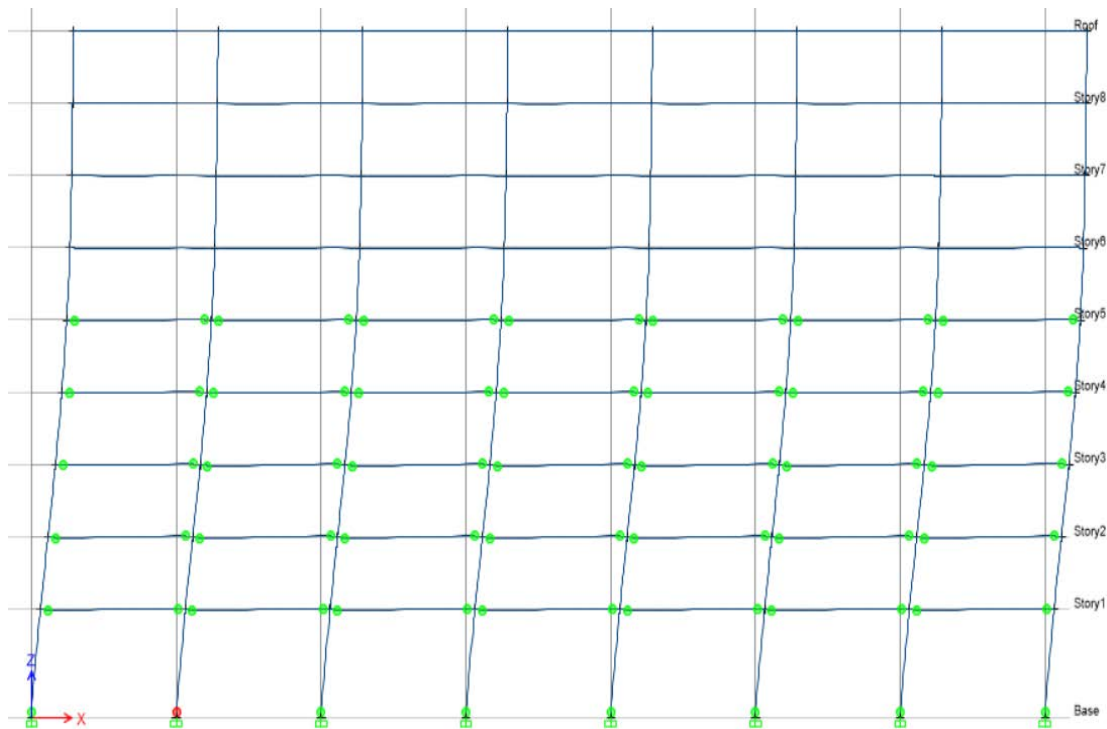
Σχήμα 6.20 Διάγραμμα τεμνουσών ορόφων



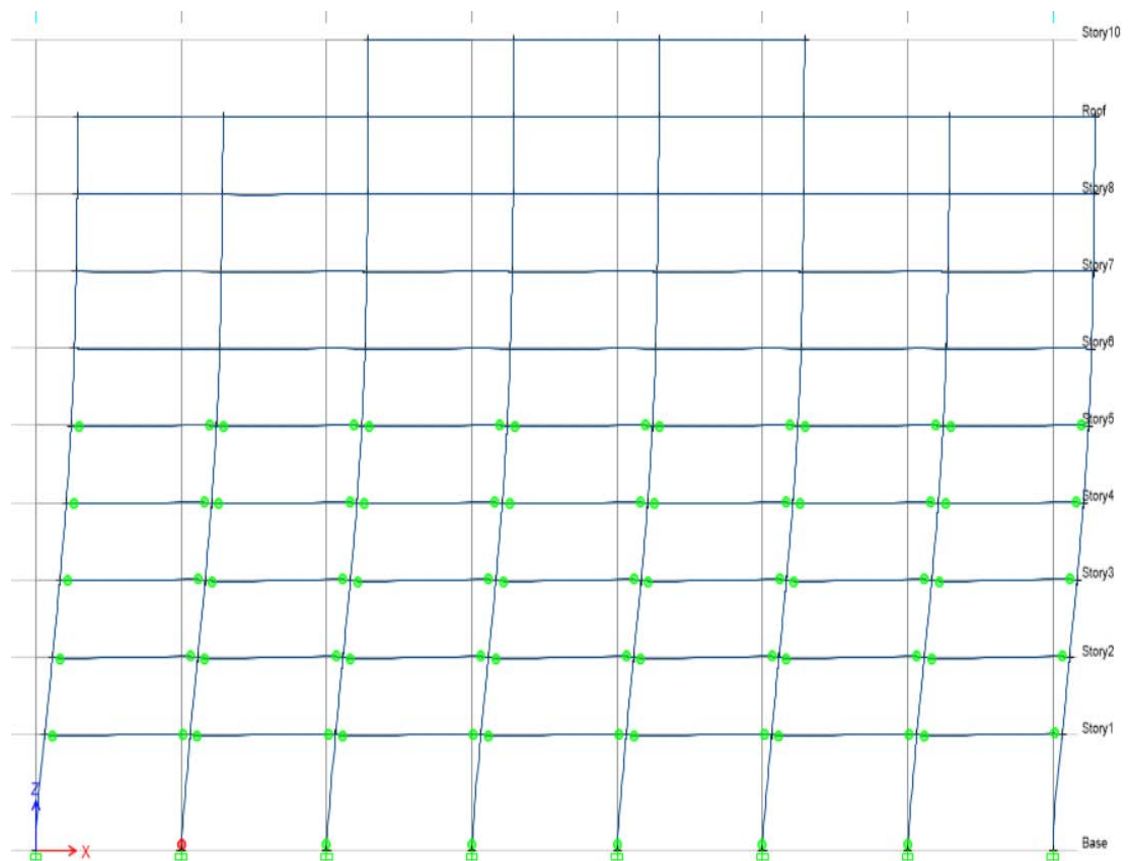
Σχήμα 6.21 Διάγραμμα στρεπτικών ροπών ορόφου

## Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων

Τα αποτελέσματα δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων σε διάφορες διατομές υποστυλωμάτων και δοκών ανά πλαίσιο διακρίνονται παρακάτω :



Σχήμα 6.22 Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο 2 κατά X



Σχήμα 6.23 Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο 4 κατά X

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7ο ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

### 7.1 Εισαγωγή

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 με τη χρήση καταγραφών ισχυρής εδαφικής κίνησης και με την 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 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 δύο κατηγορίες, σε καταγραφές σεισμικών γεγονότων και σε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Ανεξαρτήτως κατηγορίας κατάταξης ισχύουν οι κανόνες συνδυασμού της σεισμικής δράσης στις δύο διευθύνσεις, και θα πρέπει να χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα στις δύο διευθύνσεις ( X , Y ).

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 δύο 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  $ag_s$  για την θέση που εξετάζεται και επιπλέον στην περιοχή περιόδων μεταξύ 0,2T<sub>1</sub> και 2T<sub>1</sub>, όπου T<sub>1</sub> είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα. Επιπλέον, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 3% που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης με απόσβεση 3%.

Όταν χρησιμοποιούνται χρονοϊστορίες από καταγραφές σεισμών, τα δείγματα που λαμβάνονται πρέπει να είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σειсмоγενή

χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου, καθώς και οι τιμές τους να έχουν υποστεί κλιμακώσεις για να ισχύουν οι προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

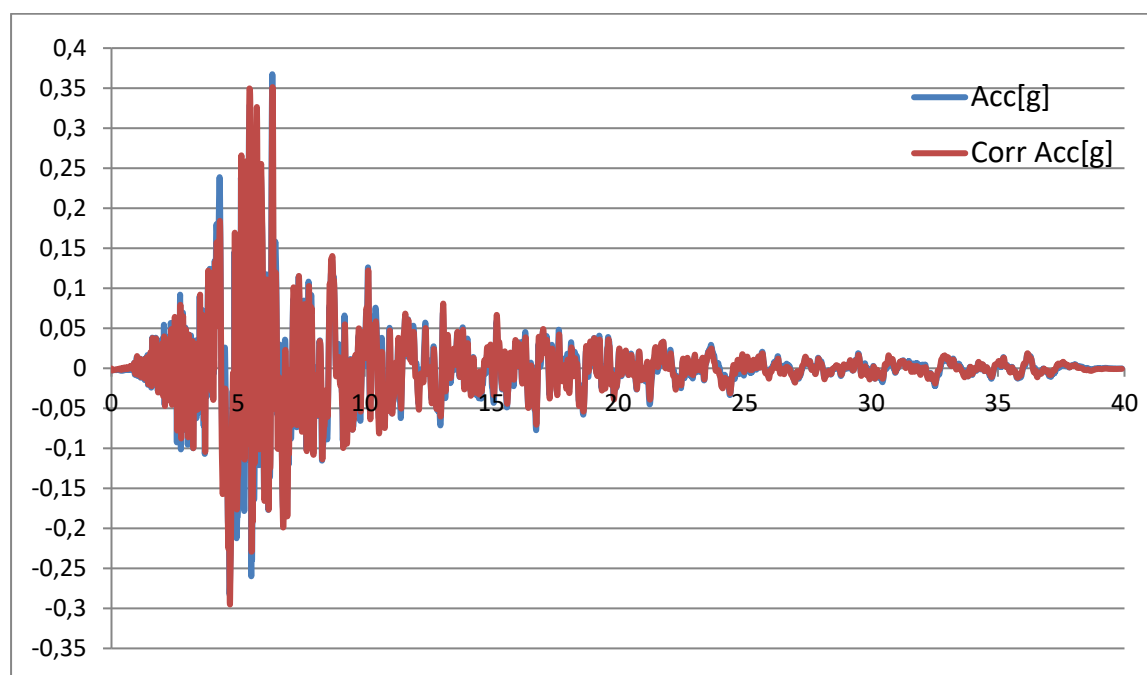
Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της χώρας μας, για την διαστασιολόγηση νέων κτηρίων, η χρησιμοποίηση μη-γραμμικών μεθόδων σεισμικής ανάλυσης επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας. Θα επιβληθούν δύο επιταχυνσιογράφηματα στην κατασκευή ένα κοντινού πεδίου και ένα δεύτερο μακρινού. Οι μέθοδοι ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθούν είναι ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων ( Frequency Domain ) και απευθείας χρονική ολοκλήρωση ( Direct Time Integration ) .

## 7.2 Σεισμός Loma Pietra

Ο πρώτος σεισμός που θα επιβάλλουμε είναι ο σεισμός Loma Prieta , που συνέβη στην Βόρεια Καλιφόρνια της Αμερικής το 1989 και είχε μέγεθος 6,9 Richter. Η ένταση του βάση της κλίμακας Μερκάλι ήταν κατηγορίας ΙΧ και το ρήγμα που ενεργοποιήθηκε ήταν το γνωστό και ως ρήγμα του Σαν Αντρέας . Παρακάτω τίθενται τα αποτελέσματα ανάλυσης αυτού του σεισμού και με τις δύο μεθόδους , με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων ( Frequency Domain ) και με απευθείας χρονική ολοκλήρωση ( Direct Time Integration ) .

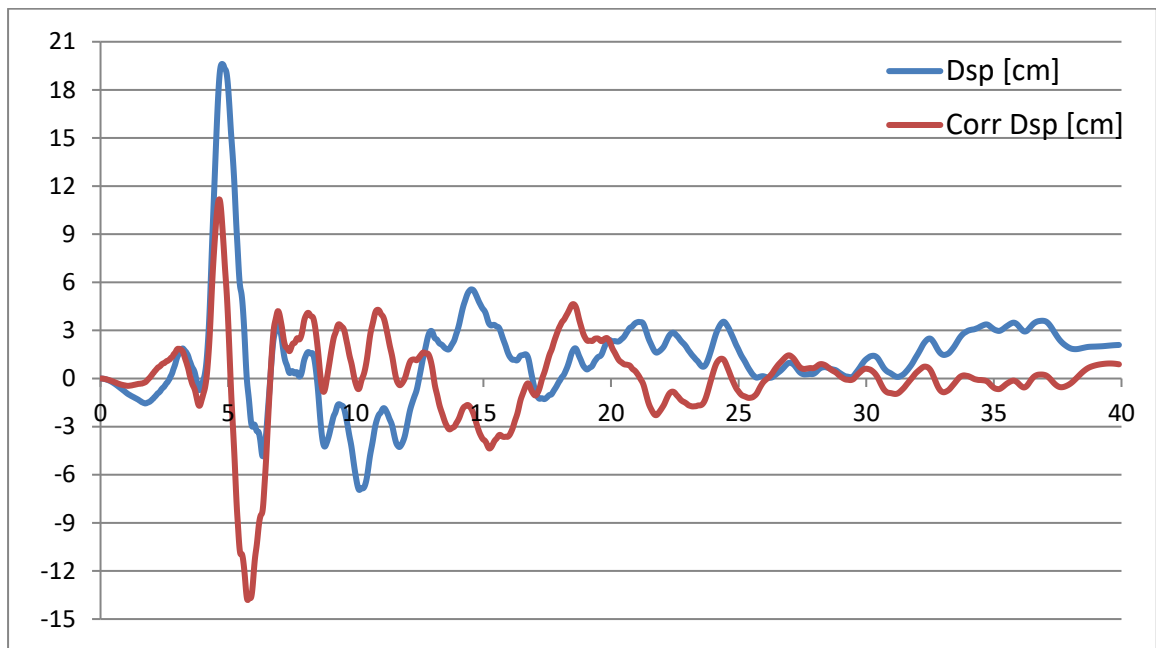
### 7.2.1 Χαρακτηριστικά εισαγωγής του σεισμού

Αρχικά εισάγουμε το επιταχυνσιογράφημα σε μορφή text (Loma Prieta.txt) ως συνάρτηση (Function) Χρονοιστορίας ( Time History ) , όπου οι τιμές των επιταχύνσεων προκύπτουν ανά 0,01 seconds. Ο σεισμός αυτός επιβάλλεται μόνο κατά τη διεύθυνση Χ , όπου και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι  $T_1 = 2,18 \text{ seconds}$  .

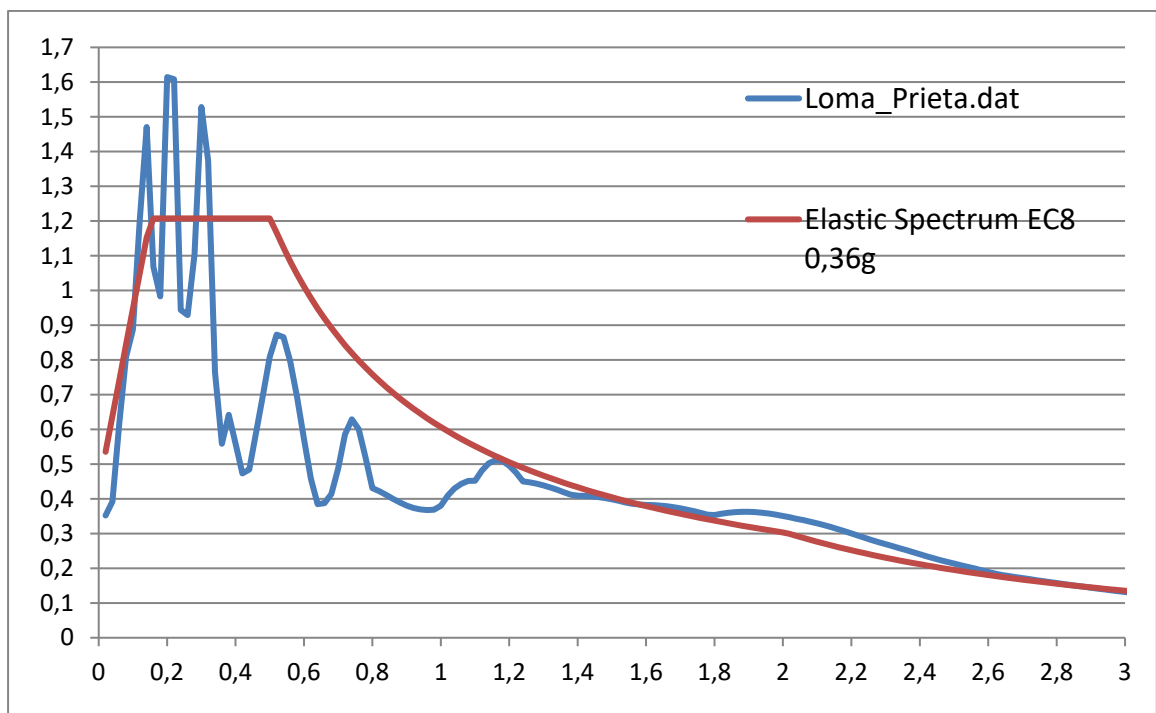


Σχήμα 7.1 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Loma Prieta από SeismoSpect





Σχήμα 7.2 Διάγραμμα μετακίνησης σεισμού Loma Prieta από SeismoSpect

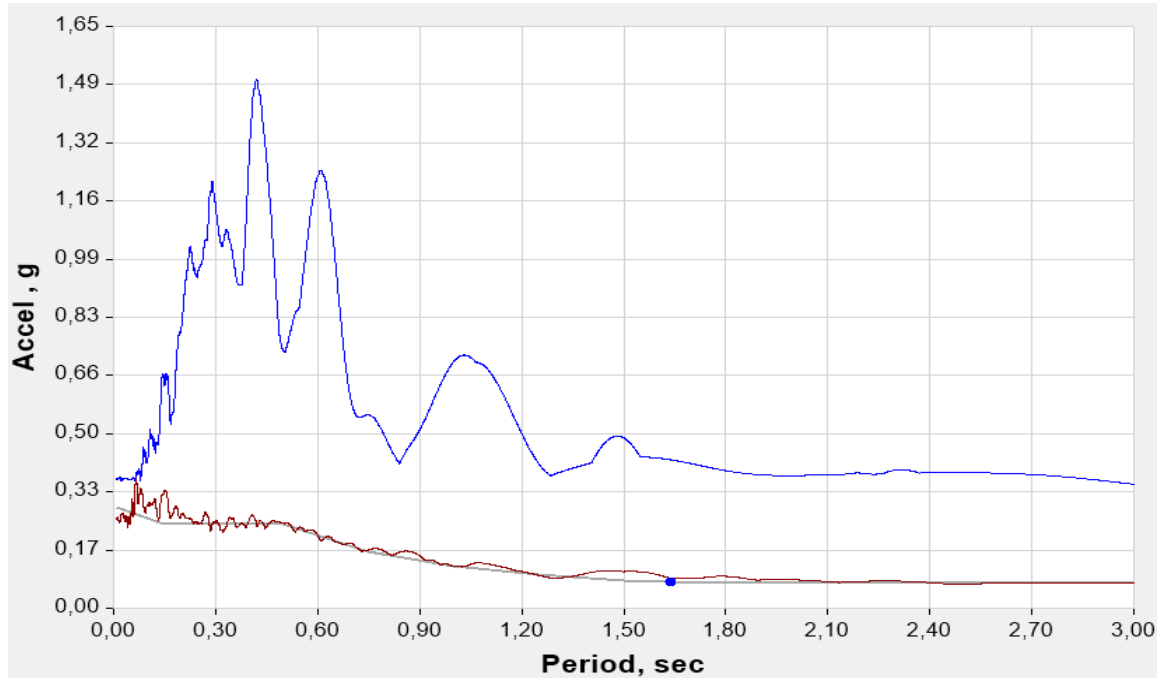


Σχήμα 7.3 Ελαστικό φάσμα Loma Prieta και EC-8 από Seismospect

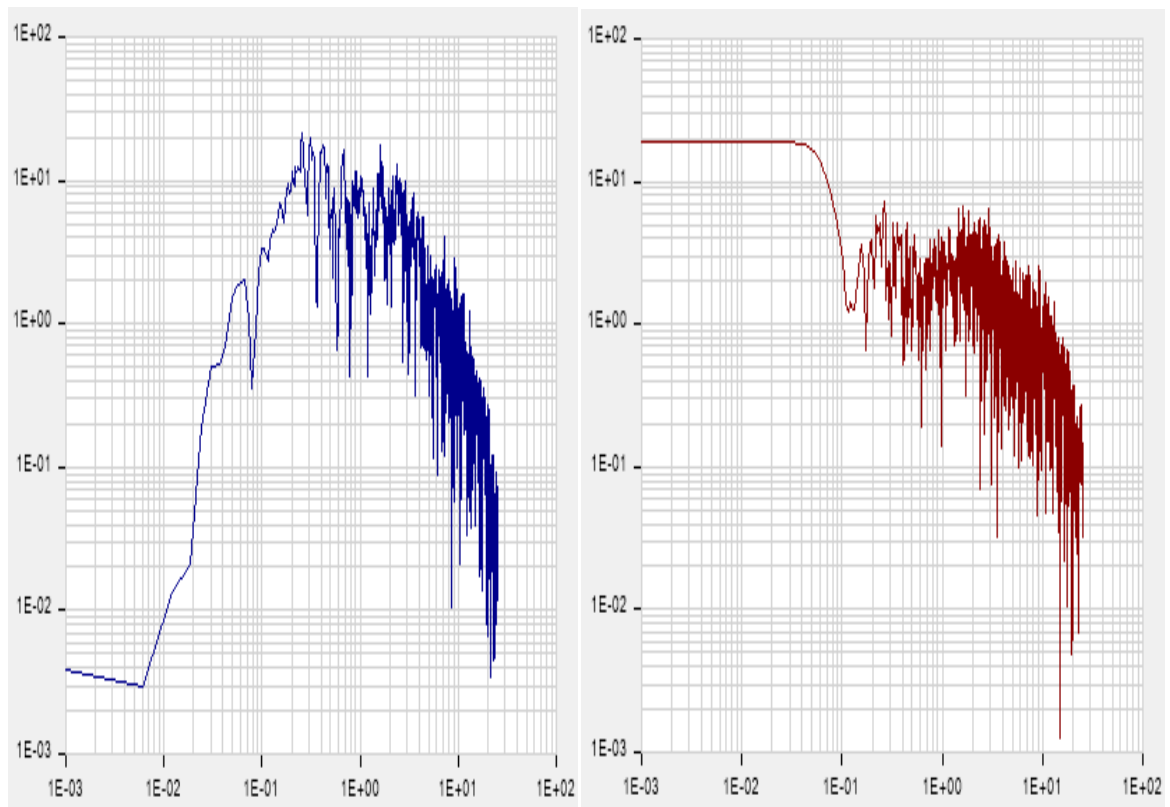
Εν συνεχεία γίνεται ταύτιση του επιταχυνσιογραφήματος με το φάσμα του Ευροκώδικα για επιτάχυνση σχεδιασμού 0,36g ( Time History Matched to Response Spectrum ). Η ταύτιση αυτή μπορεί να γίνει είτε με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων ( Spectral Matching

in Frequency Domain ) είτε με απευθείας χρονική ολοκλήρωση ( Spectral Matching in Time Domain ) .

Αρχικά παρουσιάζεται η μέθοδος της απευθείας χρονικής ολοκλήρωσης κάτωθι :

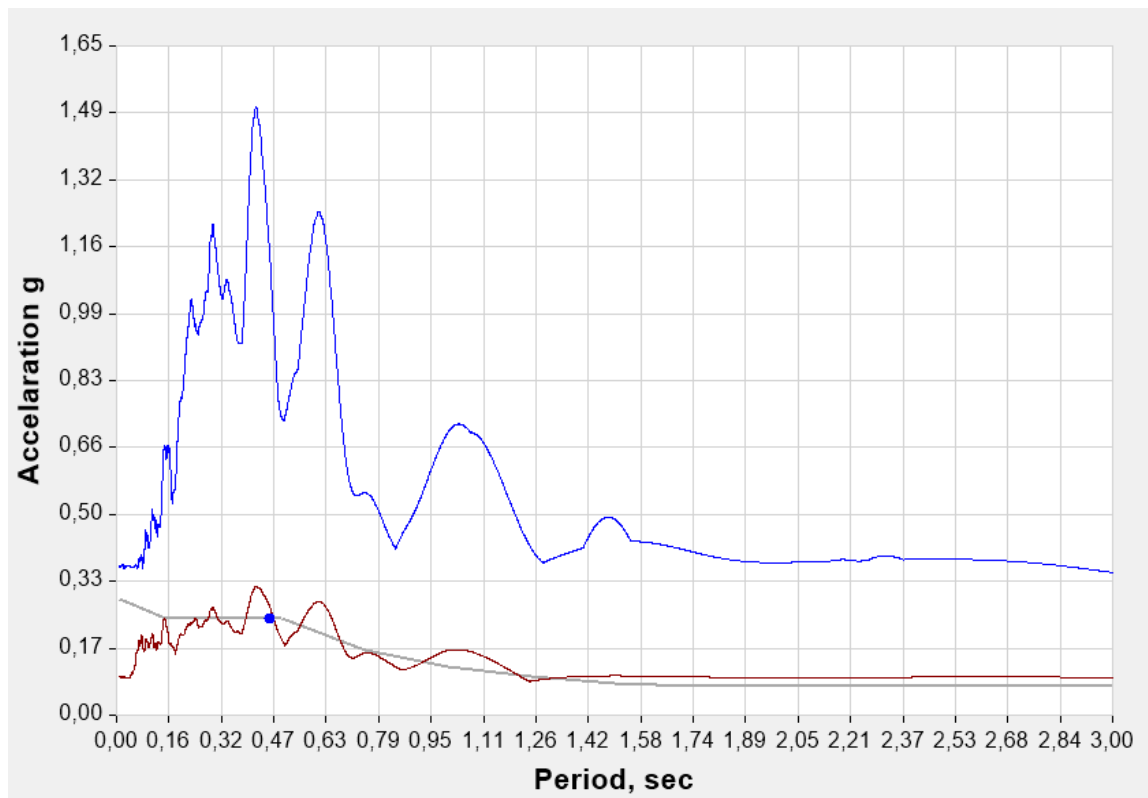


Σχήμα 7.4 Ελαστικό και ανελαστικό φάσμα Loma Pietra (time domain)

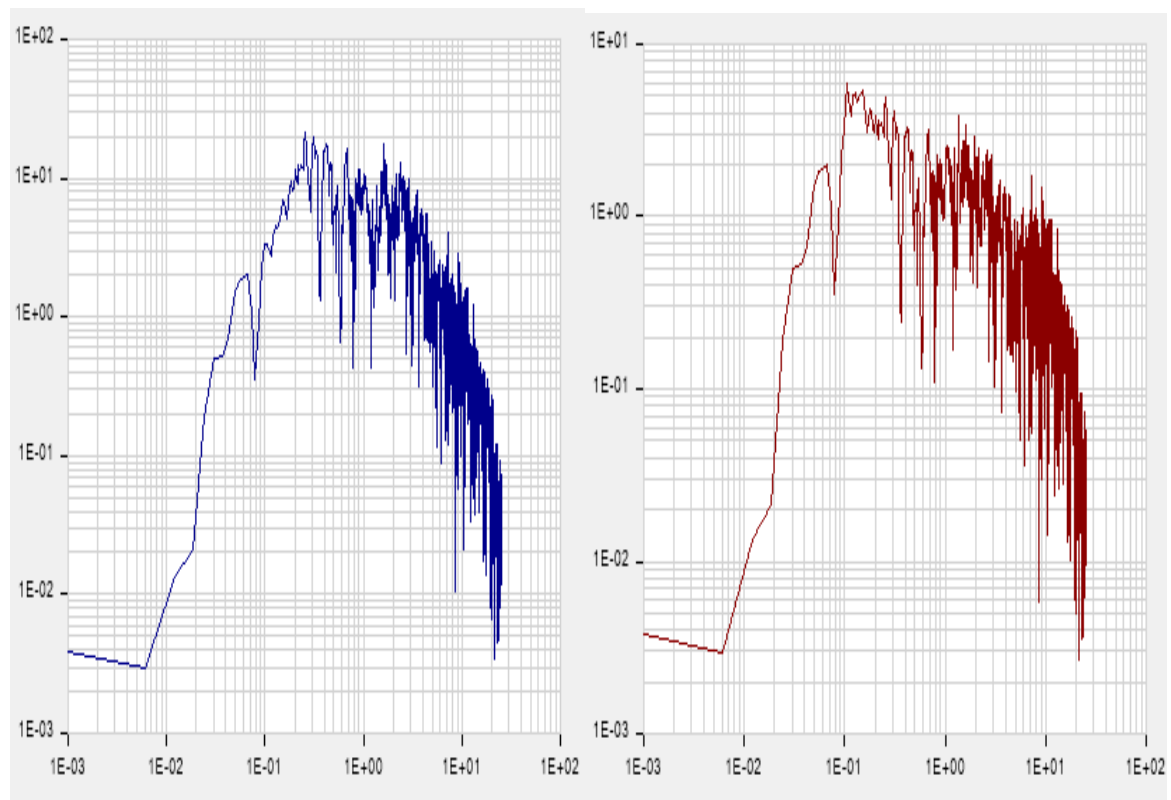


Σχήμα 7.1 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Loma Prieta από SeismoSpect

Αντίστοιχα τίθενται τα αποτελέσματα με τη μέθοδο ανάλυσης στο πεδίο συχνοτήτων:



Σχήμα 7.6 Ελαστικό και ανελαστικό φάσμα Loma Pietra (frequency domain)



Σχήμα 7.7 Περιεχόμενο συχνοτήτων ( frequency domain )

Τώρα θα ορίσουμε για την πρώτη μέθοδο με απευθείας χρονική ολοκλήρωση τη φόρτιση ( Load Case Definition ) τύπου χρονιοστορίας στο πρόγραμμα με τον ακόλουθο γραμμικό συνδυασμό ( Time History Linear Direct Integration ) ‘ LOMA PRIETA TIME U1 ‘ .Πραγματοποιήθηκαν 3990 επαναλήψεις – βήματα ( number of output time steps ) ανά 0,01 seconds ( output time step size ) . Έπειτα ορίζουμε το γραμμικό συνδυασμό ( Load Combination)

‘ LOMA PRIETA TIME U1 + G + 0,3Q ‘

Ομοίως για τη δεύτερη μέθοδο με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων ορίζουμε τη φόρτιση ( Load case definition ) τύπου χρονιοστορίας στο πρόγραμμα με τον ακόλουθο γραμμικό συνδυασμό ( Time History Linear Modal ) ‘ LOMA PRIETA FREQ U1 ‘ . Ομοίως , ορίζουμε το συνδυασμό ( Load Combination )

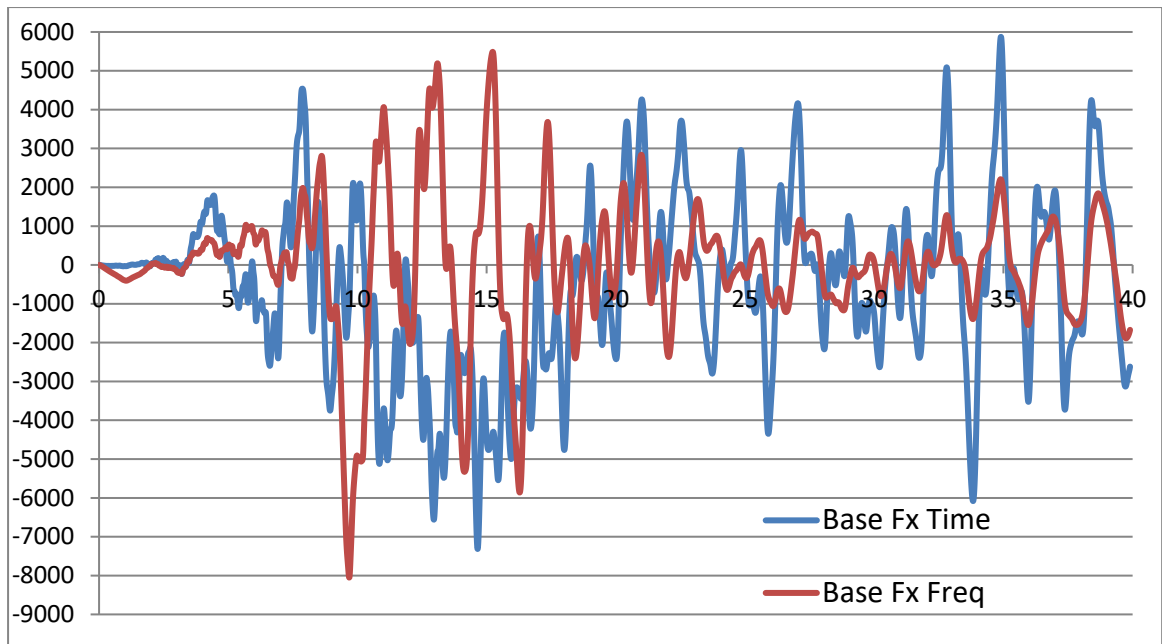
‘ LOMA PRIETA FRQ U1 + G + 0,3Q ‘ .

The image displays two side-by-side screenshots of a software interface for defining seismic load cases. Both screenshots show the 'Load Case Name' as 'Loma Pietra U1 Time' (left) and 'LOMA PIETRA U1' (right). The left screenshot is configured for 'Linear Direct Integration' with 3990 output time steps and a 0.01 second step size. The right screenshot is configured for 'Linear Modal' with the same time step parameters. Both screenshots show a table of applied loads with one entry: 'Acceleration U1' with a scale factor of 9.81. The 'Other Parameters' section in both shows 'Modal Load Case' as 'Modal - ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ' and 'Time History Motion Type' as 'Transient'.

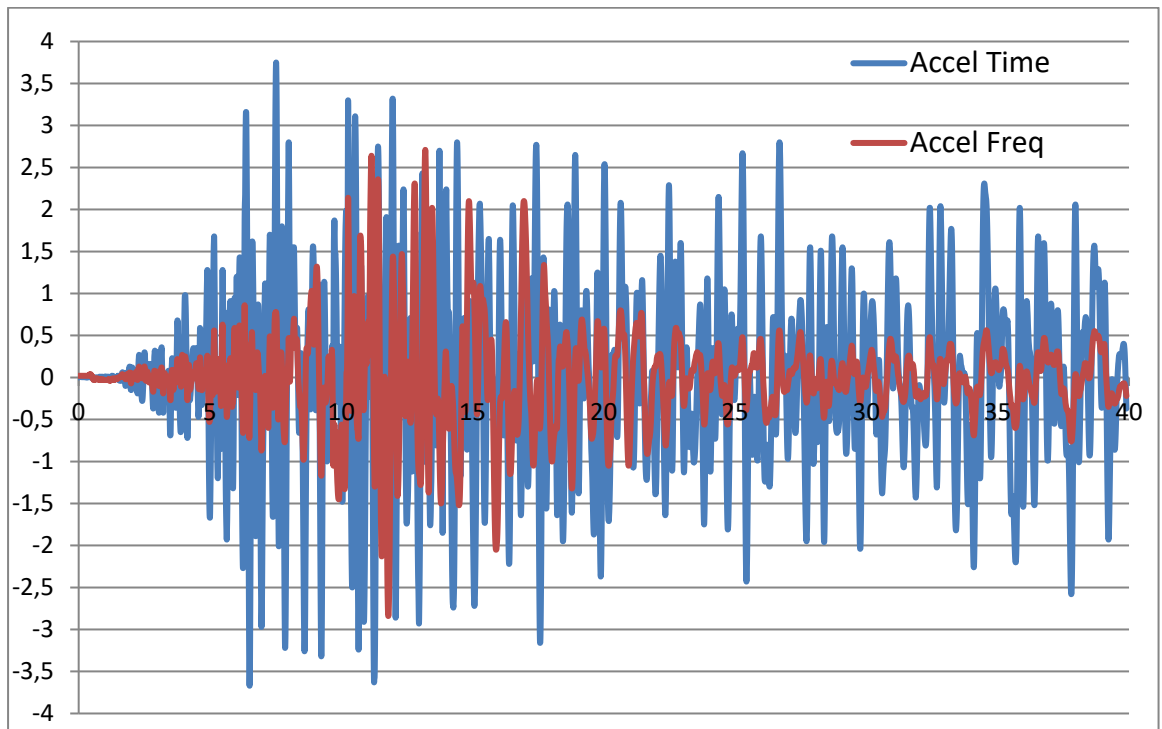
Σχήμα 7.8 Ορισμός σεισμού Loma Pietra με τις δύο μεθόδους

### 7.2.2 Αποτελέσματα σεισμού

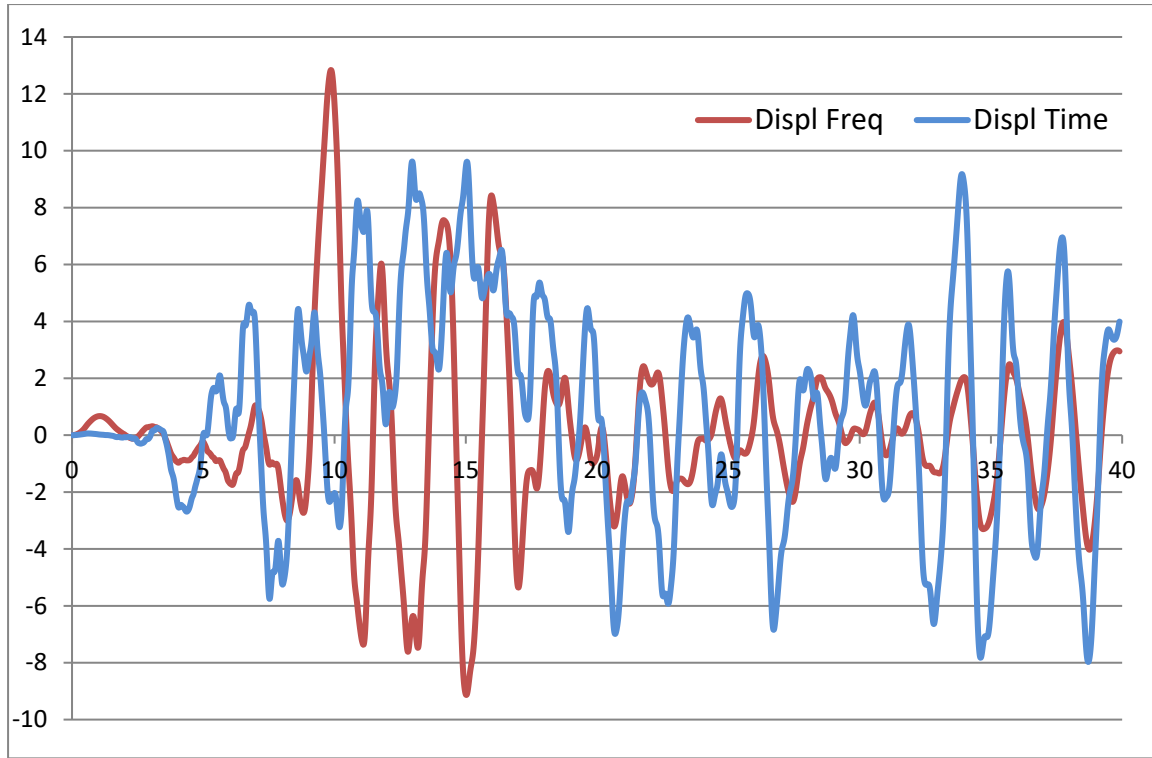
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του σεισμού αυτού , παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:



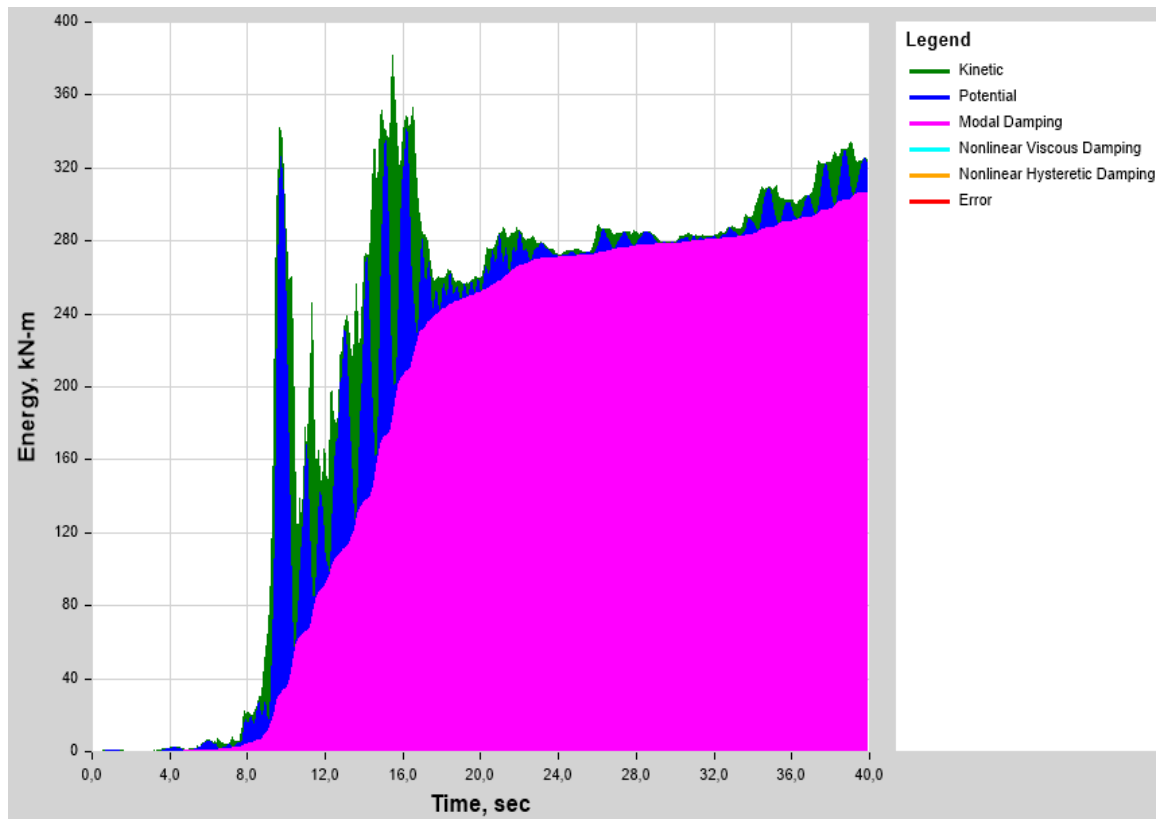
Σχήμα 7.9 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά X με το χρόνο



Σχήμα 7.10 Διάγραμμα επιτάχυνσης κατά X με το χρόνο



Σχήμα 7.11 Διάγραμμα μετακίνησης κατά Χ με το χρόνο



Σχήμα 7.12 Διάγραμμα αθροιστικής ενέργειας με το χρόνο

Παρακάτω διακρίνονται τα διαγράμματα Απόκρισης Ορόφων της Κατασκευής :

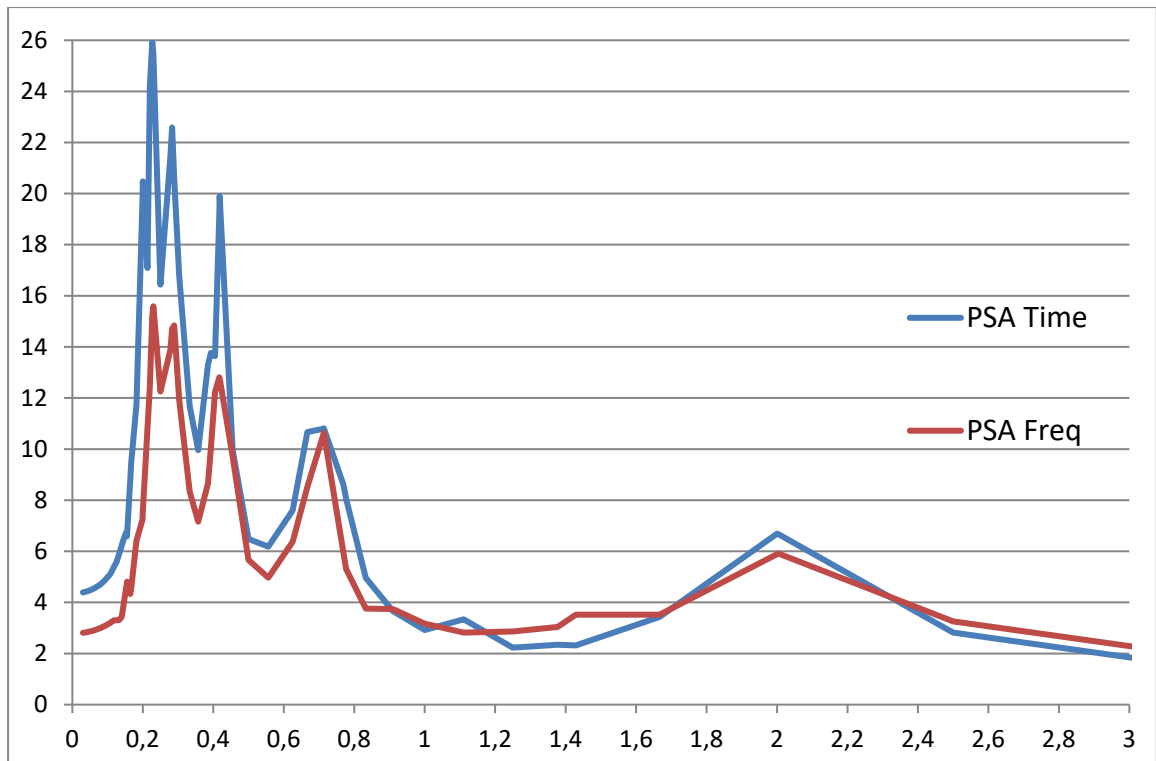


Σχήμα 7.13 Διάγραμμα μέγιστης μετακίνησης ορόφων Frequency Domain

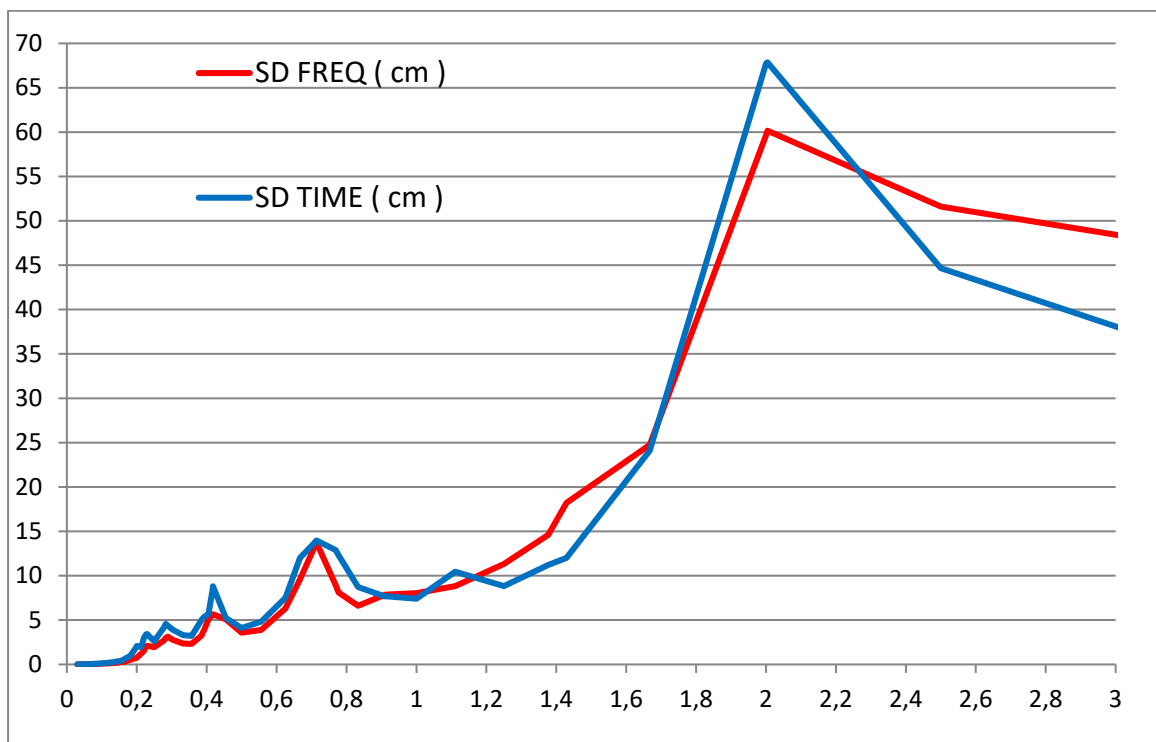


Σχήμα 7.14 Διάγραμμα μέγιστης μετακίνησης ορόφων Frequency Domain

Τέλος διακρίνουμε τα ακόλουθα διαγράμματα που αφορούν τον κόμβο 15 του 10<sup>ου</sup> ορόφου για απόκριση κατά την Χ διεύθυνση , για τιμή της απόσβεσης ίση με 3% .



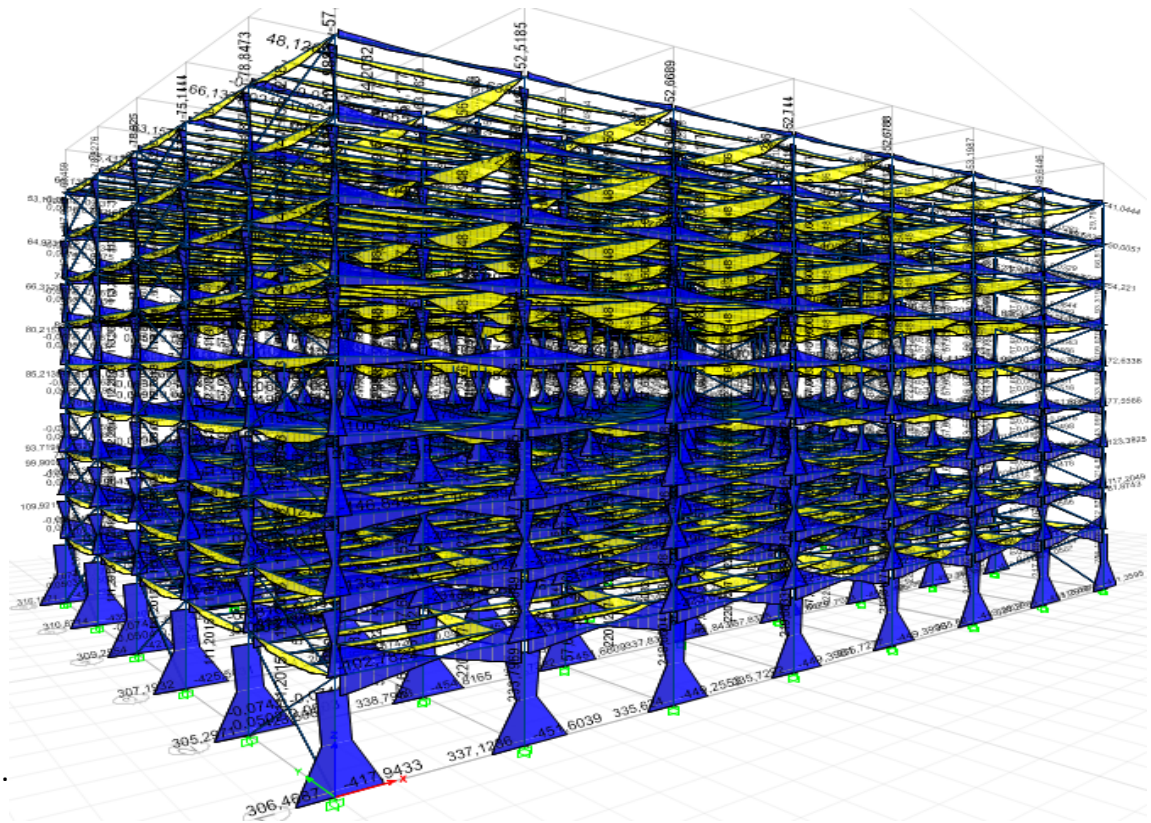
Σχήμα 7.15 Διάγραμμα Ψευδοεπιτάχυνσης με την περίοδο



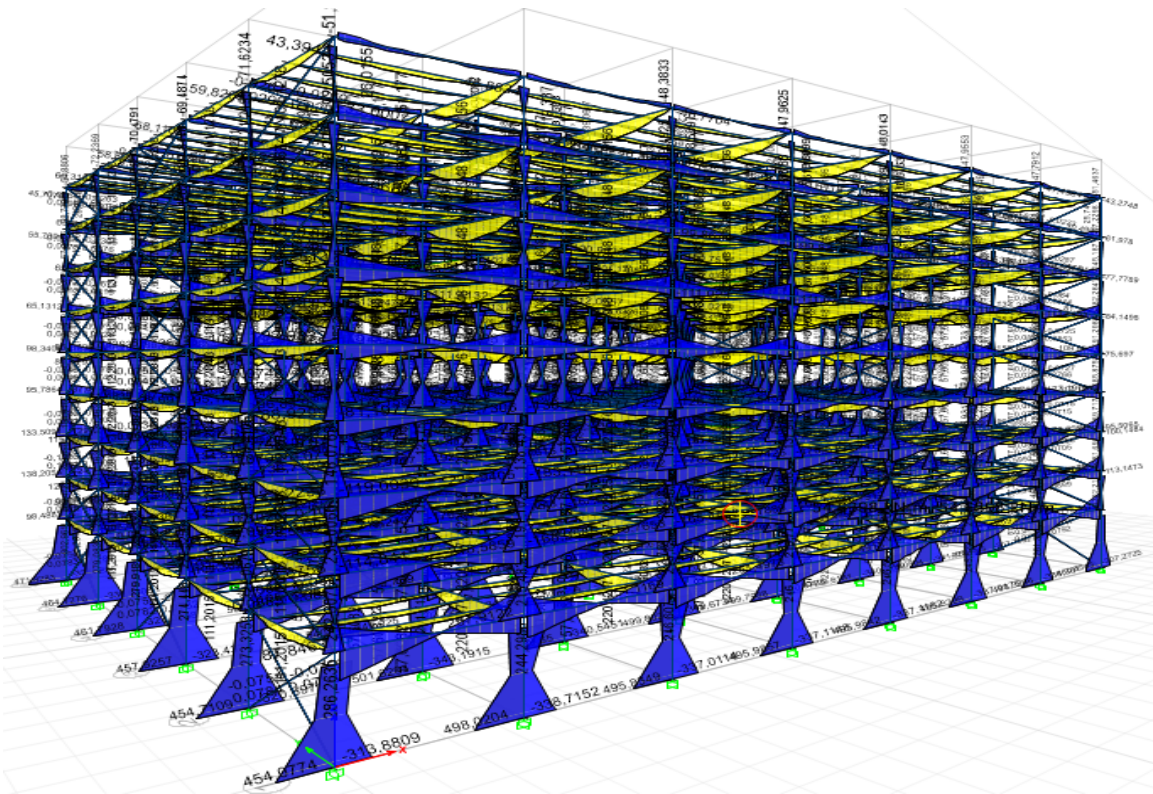
Σχήμα 7.16 Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης με την περίοδο



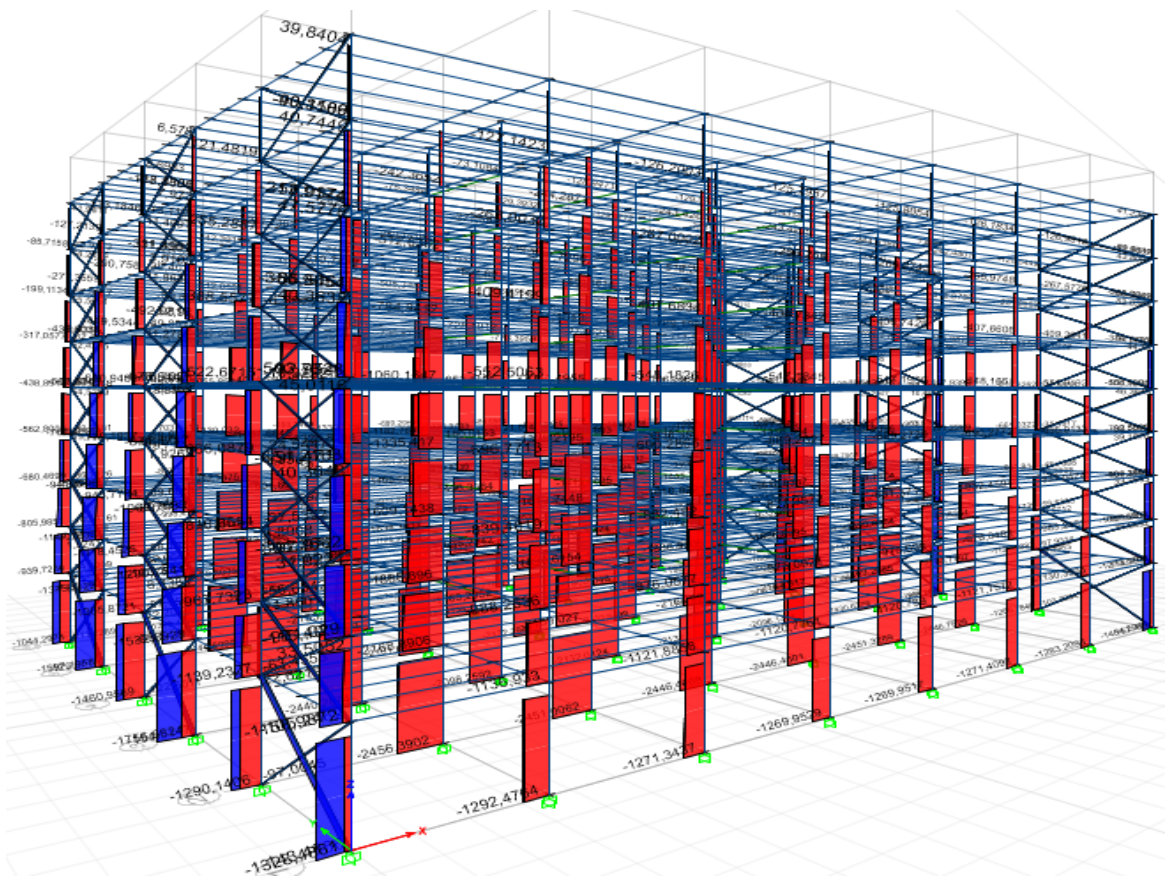
Τέλος παρουσιάζονται και τα διαγράμματα M 33 και N της φόρτισης της χρονοιστορίας



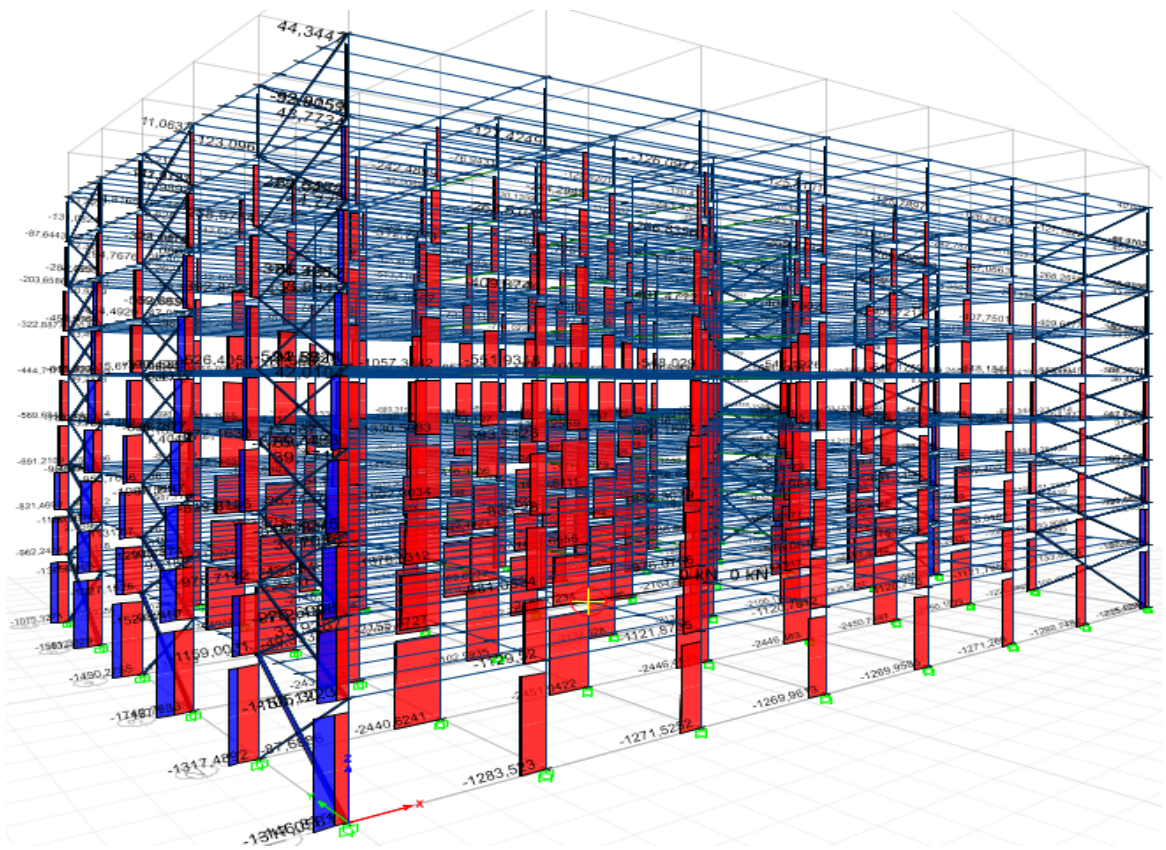
Σχήμα 7.17 Διάγραμμα ροπών M (time domain)



Σχήμα 7.18 Διάγραμμα ροπών M (frequency domain)



Σχήμα 7.19 Διάγραμμα αξονικών N ( time domain )



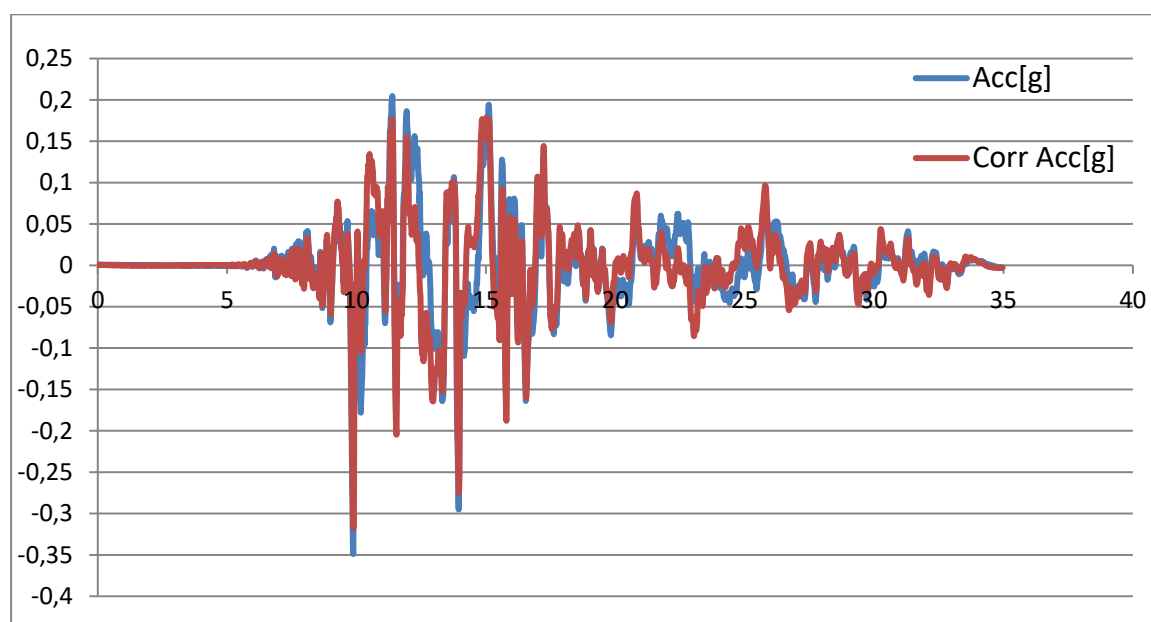
Σχήμα 7.20 Διάγραμμα αξονικών N (frequency domain )

### 7.3 Σεισμός Kocaeli

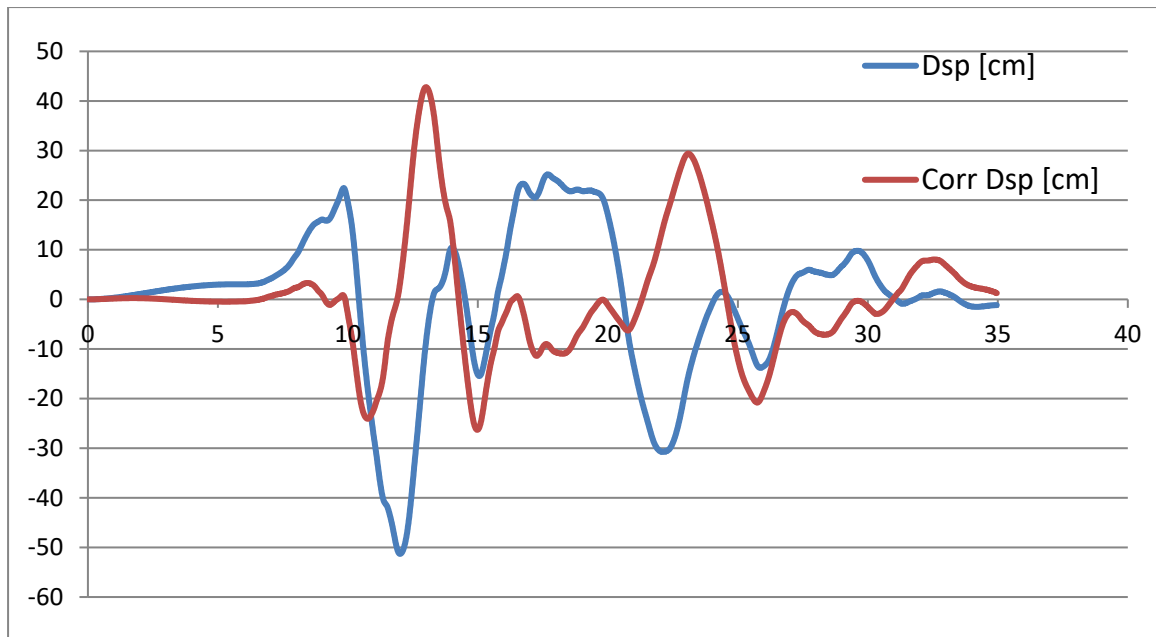
Το δεύτερο επιταχυνσιογράφημα που θα εξετάσουμε είναι του σεισμού Kocaeli που συνέβη στις 17 Αυγούστου του 1999 στη νοτιοδυτική Τουρκία. Το μέγεθος του σεισμού αυτού ήταν της τάξεως των 7 Richter και κατατάσσεται στην κατηγορία ΙΧ της κλίμακας Μερκάλι. Όπως διακρίνεται παρακάτω ο σεισμός χαρακτηρίζεται ως σεισμός μακρινού πεδίου και είχε διάρκεια 37 δευτερόλεπτα.

#### 7.3.1 Χαρακτηριστικά σεισμού

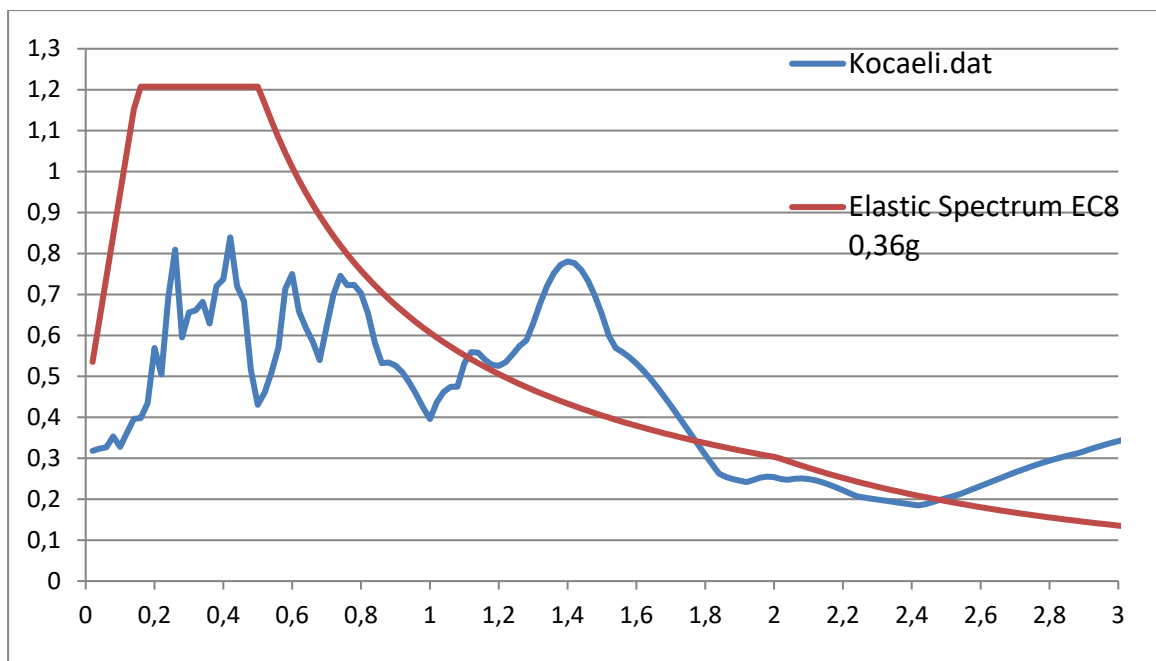
Αρχικά, εισάγουμε το επιταχυνσιογράφημα σε μορφή text (Kocaeli.txt) ως συνάρτηση (Function) Time History, όπου οι τιμές των επιταχύνσεων προκύπτουν ανά 0,005 seconds. Ο σεισμός αυτός επιβάλλεται μόνο κατά τη διεύθυνση Y, όπου και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι  $T_2 = 1,377 \text{ seconds}$ . Εν συνεχεία γίνεται ταύτιση με τη μέθοδο ανάλυσης στο πεδίο συχνοτήτων του επιταχυνσιογραφήματος με το φάσμα του Ευροκώδικα, για επιτάχυνση σχεδιασμού 0,36g (Time History Matched to Response Spectrum).



Σχήμα 7.21 Επιταχυνσιογράφημα Kocaeli από SeismoSpect

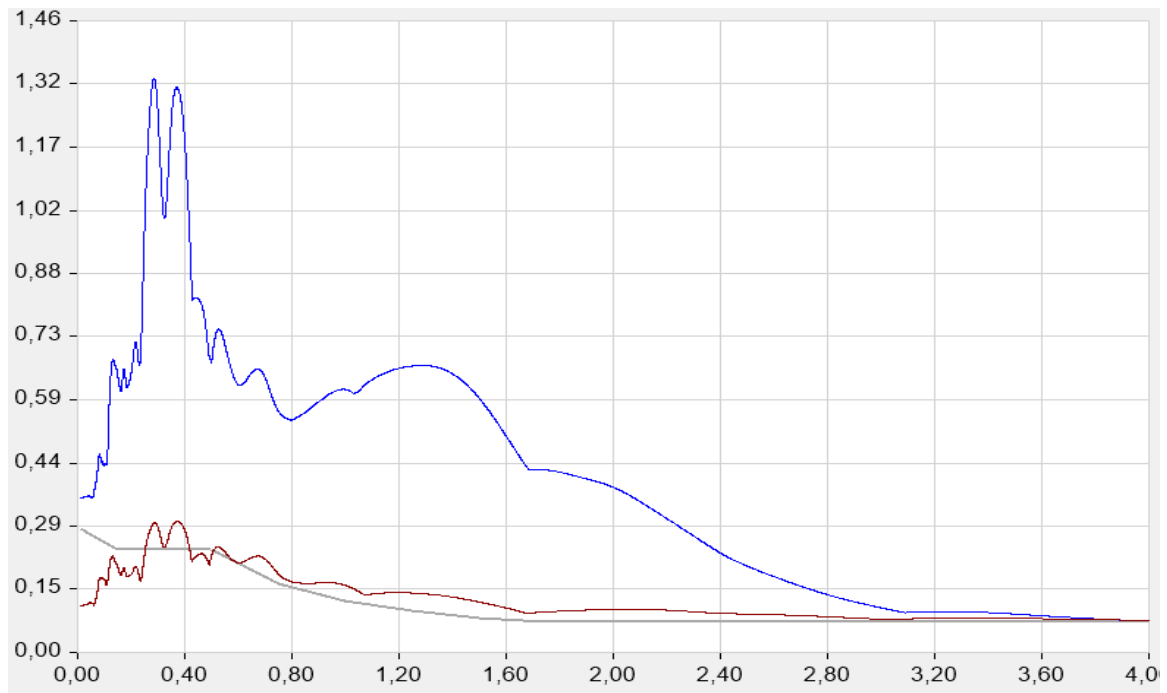


Σχήμα 7.22 Διάγραμμα μετακίνησης με το χρόνο Kocaeli SeismoSpect

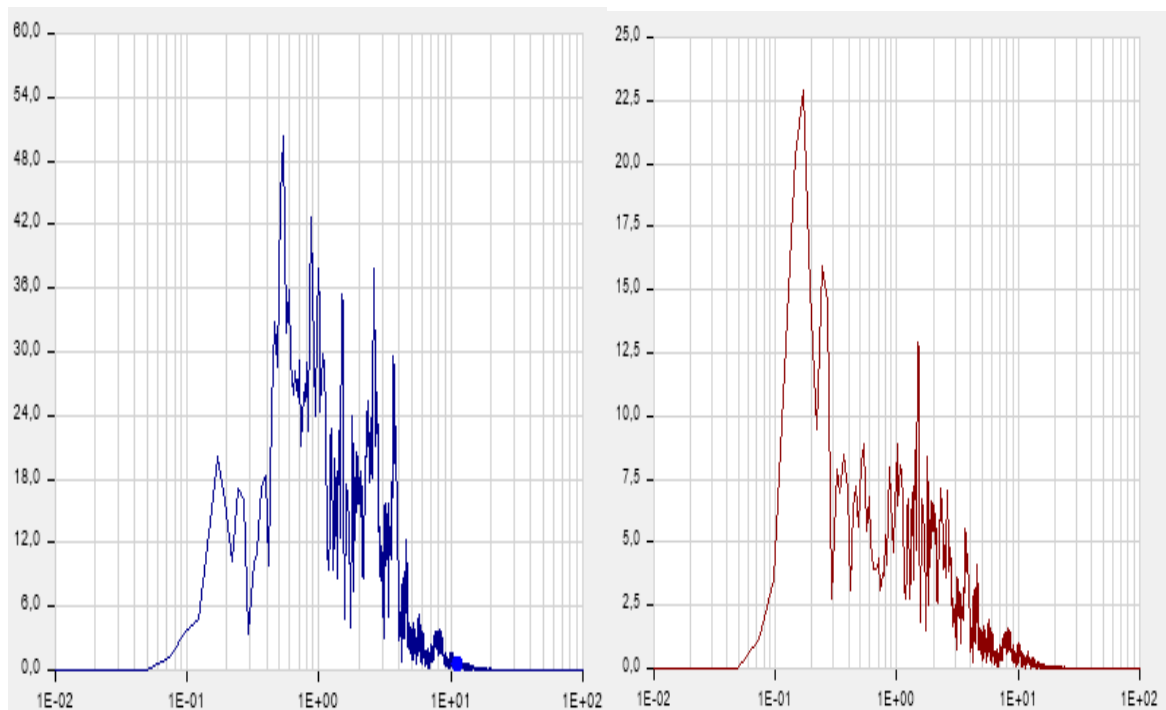


Σχήμα 7.23 Ελαστικό φάσμα Kocaeli και EC-8 από SeismoSpect

Εν συνεχεία γίνεται ταύτιση του επιταχυνσιογραφήματος με το φάσμα του Ευροκώδικα για επιτάχυνση σχεδιασμού 0,36g ( Time History Matched to Response Spectrum ). Η ταύτιση θα γίνει με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων και τα αποτελέσματα που προκύπτουν τίθενται παρακάτω :



Σχήμα 7.24 Ελαστικό και ανελαστικό φάσμα Koaeli (frequency domain)



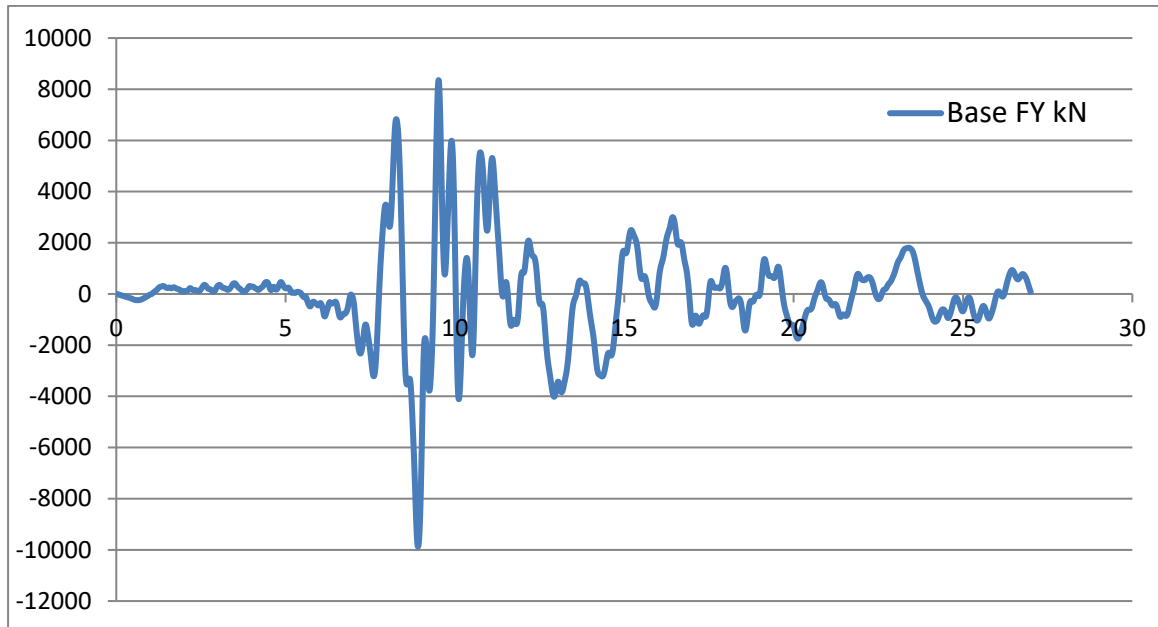
Σχήμα 7.25 Περιεχόμενο συχνοτήτων ( frequency domain)

Αρχικά ορίζουμε τη χρονιοιστορία με ανάλυση στο πεδίο συχνοτήτων στο πρόγραμμα με τον ακόλουθο γραμμικό συνδυασμό ( Time History Linear Modal ) ' KOCAELI FREQ U2 '

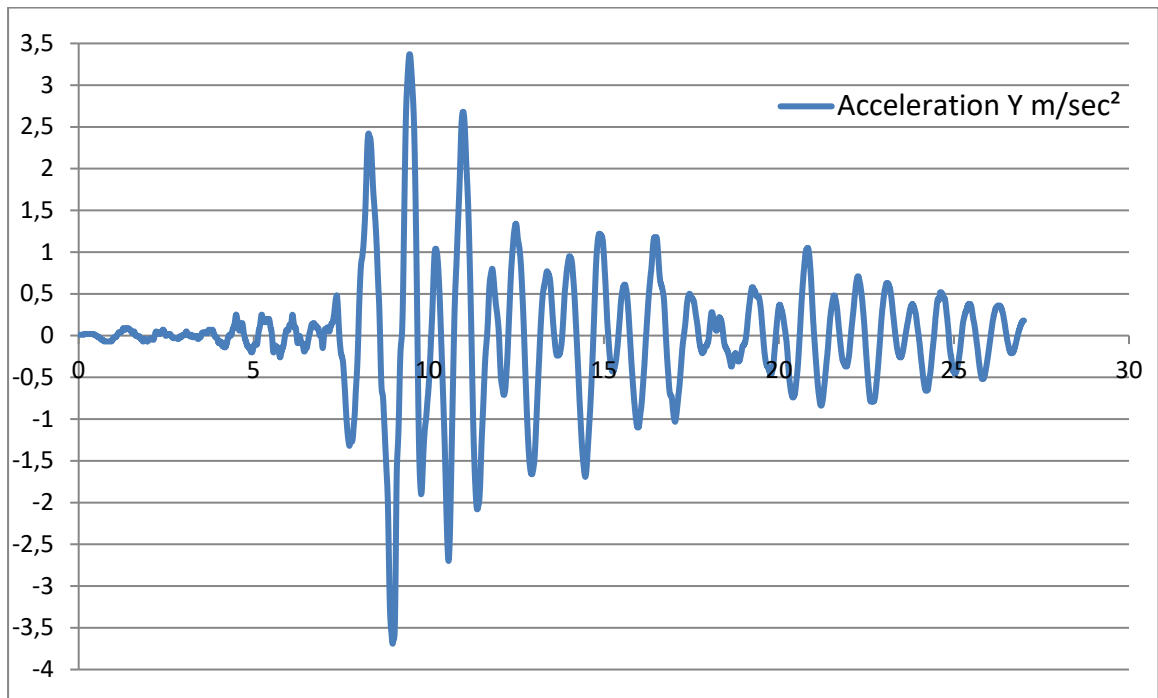
Εν συνέχεια δημιουργούμε το συνδυασμό ( Load Combination ) ' KOCAELI FREQ U2 + G + 0,3Q ' .

### 7.3.2 Αποτελέσματα σεισμού

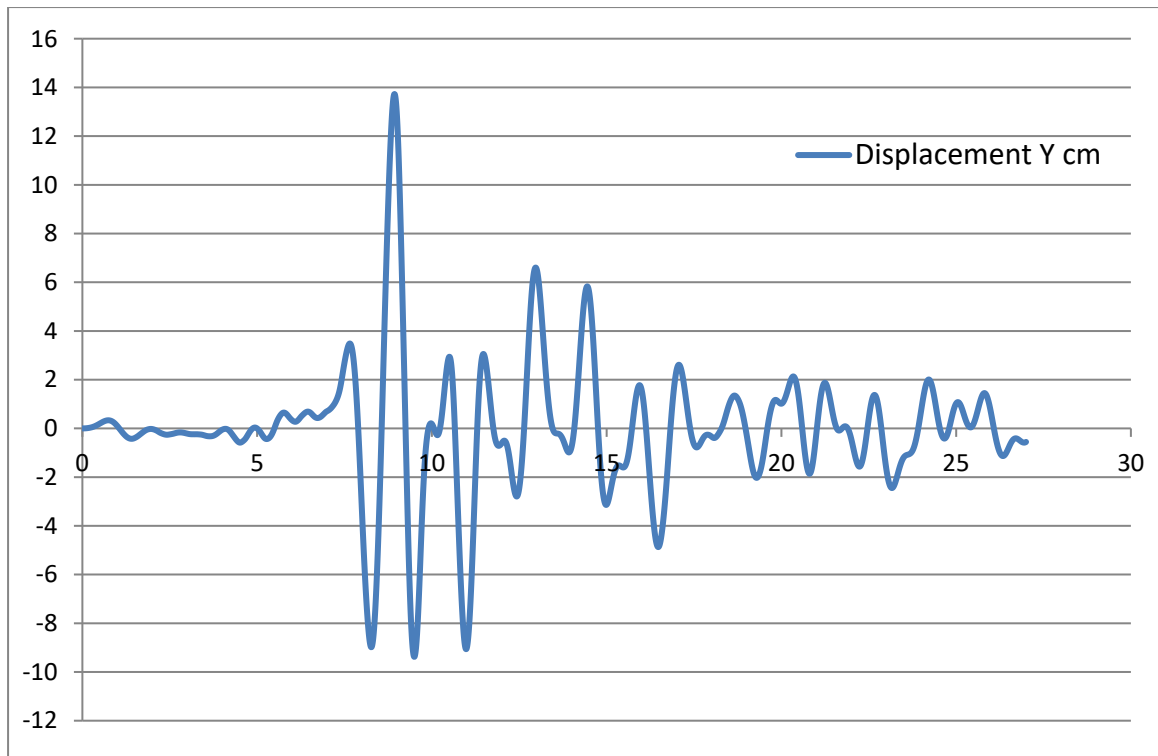
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του σεισμού αυτού , παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:



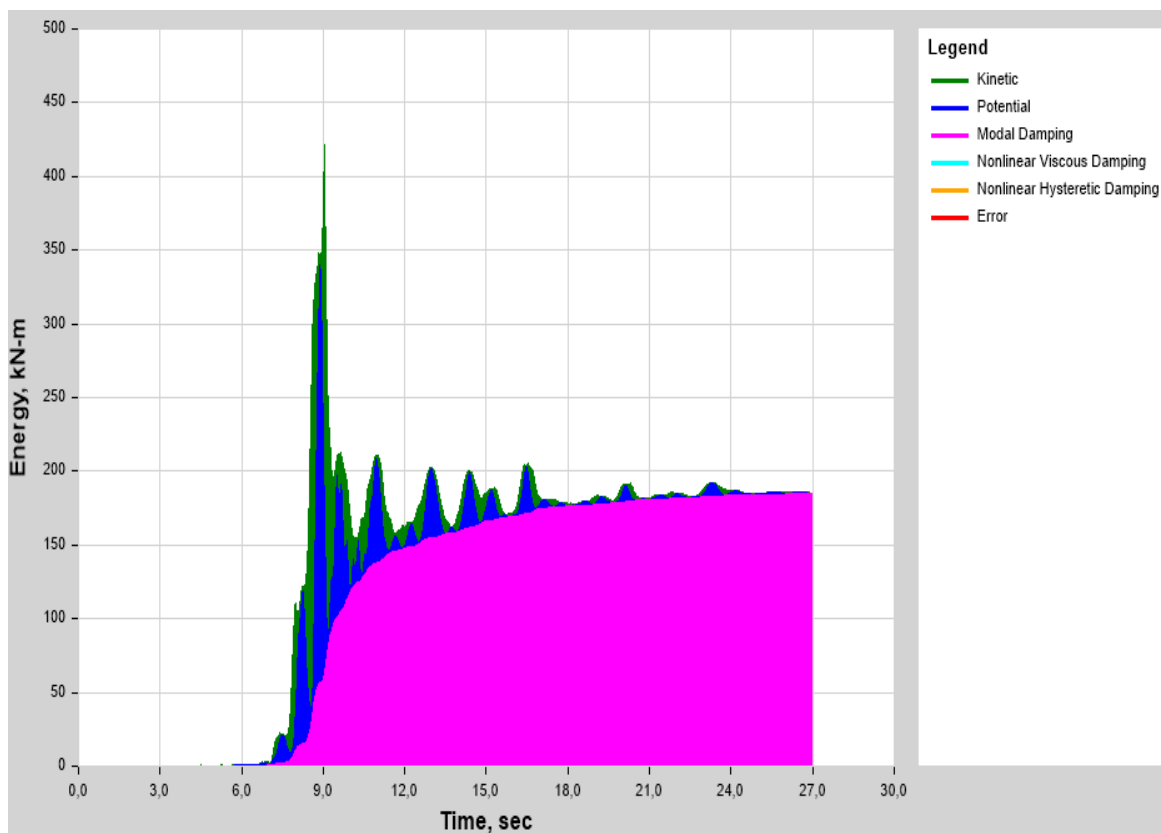
Σχήμα 7.26 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά Y με το χρόνο



Σχήμα 7.27 Διάγραμμα επιτάχυνσης κατά Y με το χρόνο

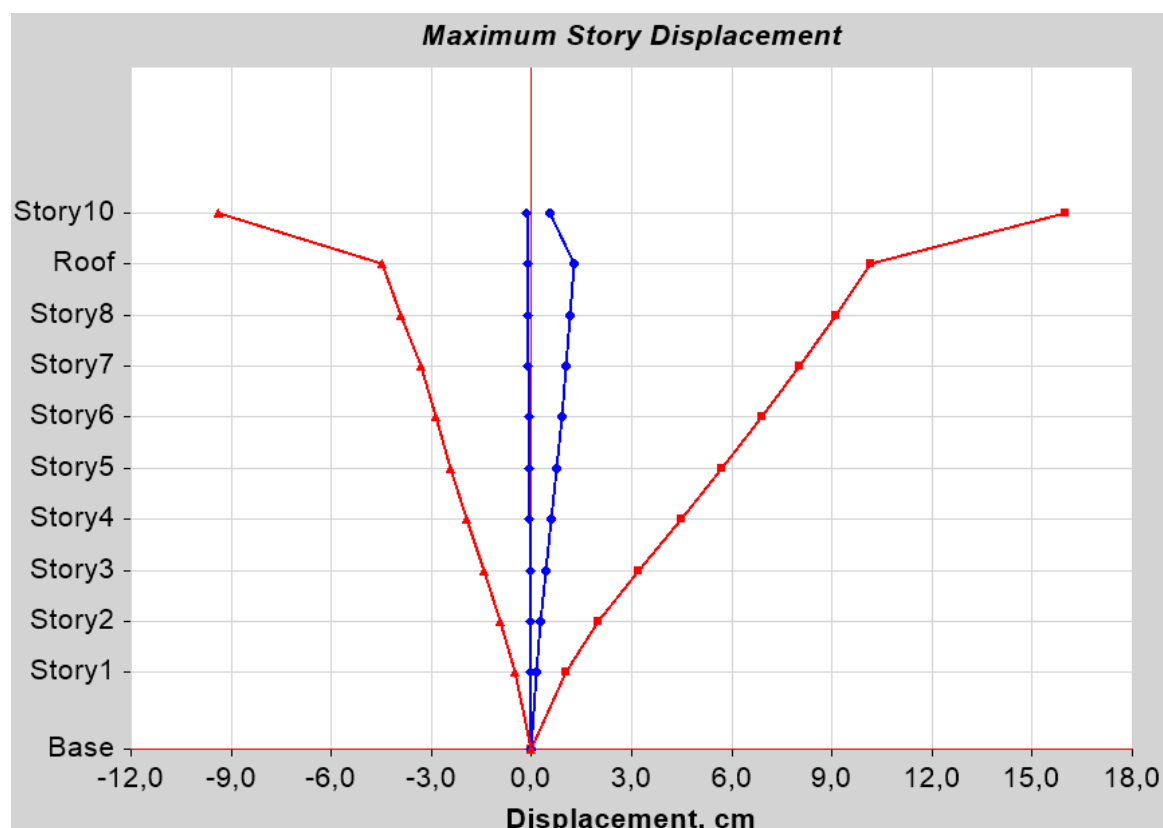


Σχήμα 7.28 Διάγραμμα μετακίνησης κατά Y με το χρόνο



Σχήμα 7.29 Διάγραμμα αθροιστικής ενέργειας με το χρόνο

Παρακάτω διακρίνονται τα διαγράμματα Απόκρισης Ορόφων της Κατασκευής :



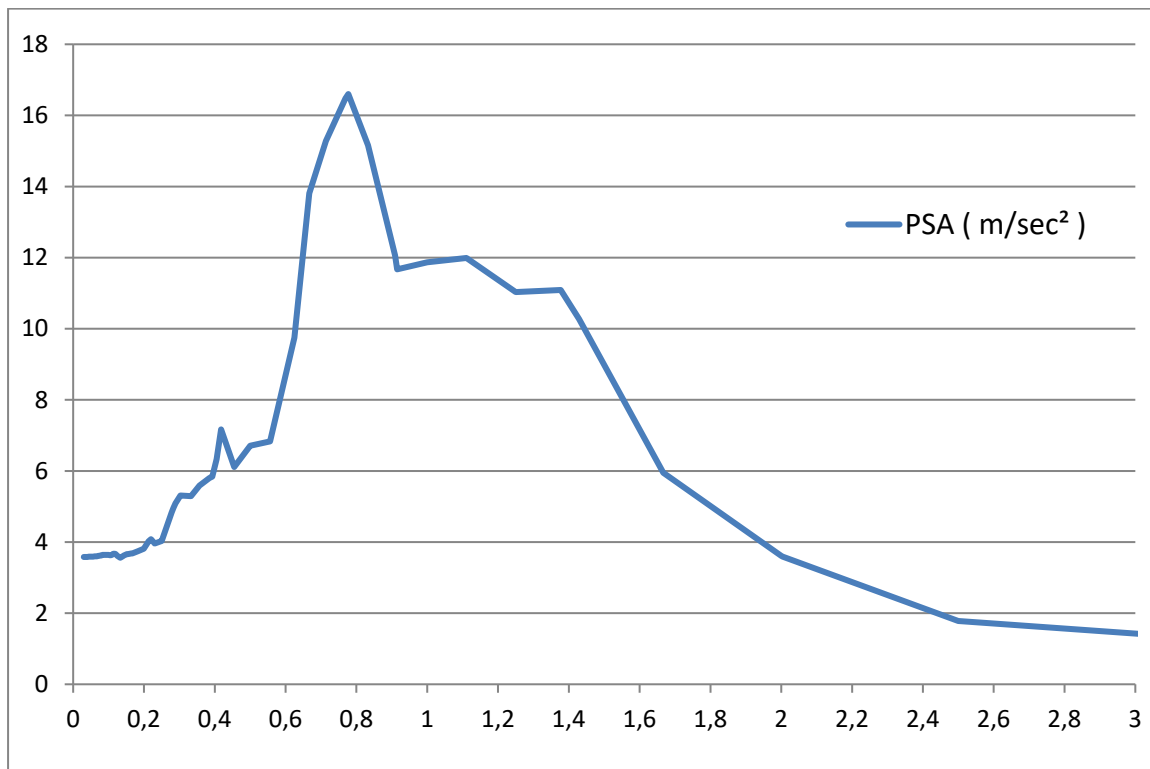
Σχήμα 7.30 Διάγραμμα μέγιστων μετακινήσεων ορόφων

Story	Elevation	Location	X-Dir Max	X-Dir Min	Y-Dir Max	Y-Dir Min
	M		Cm	Cm	Cm	Cm
Story10	31,5	Top	0,542	-0,138	15,981	-9,377
Roof	28,5	Top	1,265	-0,105	10,143	-4,471
Story8	25,5	Top	1,158	-0,095	9,128	-3,909
Story7	22,5	Top	1,032	-0,086	8,025	-3,327
Story6	19,5	Top	0,897	-0,073	6,894	-2,88
Story5	16,5	Top	0,747	-0,059	5,703	-2,424
Story4	13,5	Top	0,593	-0,045	4,47	-1,93
Story3	10,5	Top	0,435	-0,033	3,217	-1,41
Story2	7,5	Top	0,264	-0,024	2,015	-0,935
Story1	4,5	Top	0,139	-0,015	1,016	-0,481
Base	0	Top	0	0	0	0

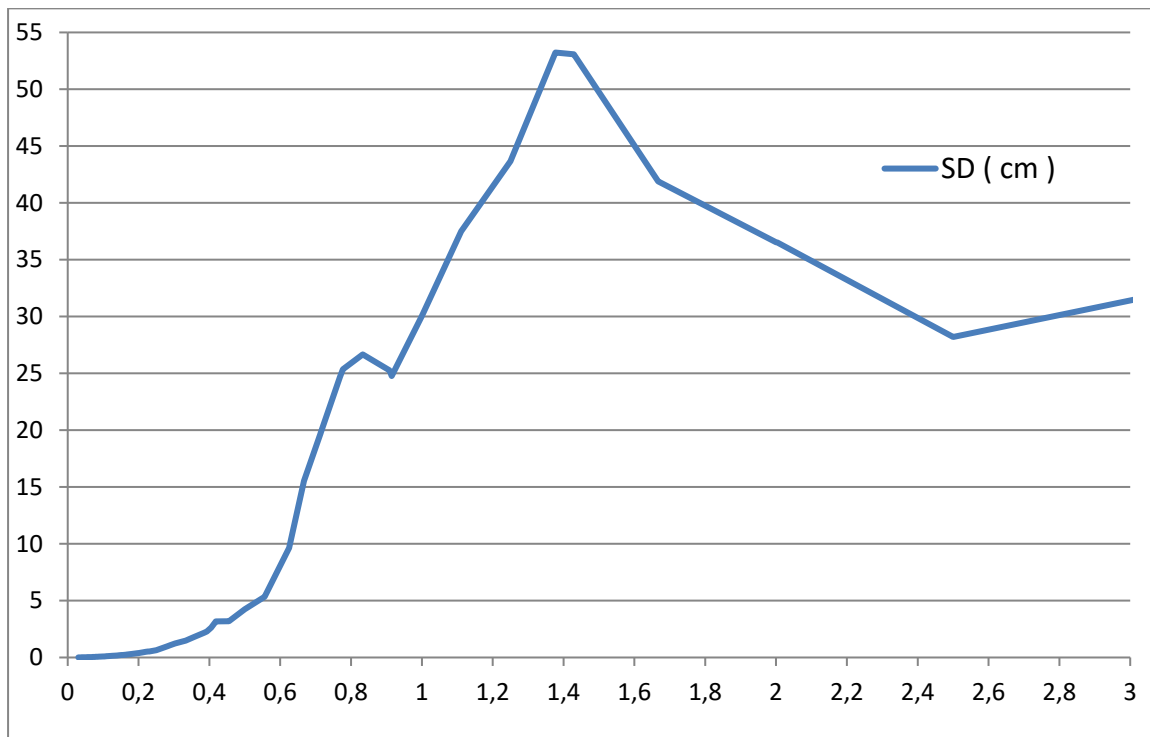
Πίνακας 7.1 Τιμές διαγράμματος μέγιστων μετακινήσεων ορόφων



Τέλος διακρίνουμε τα ακόλουθα διαγράμματα που αφορούν τον κόμβο 15 του 10<sup>ου</sup> ορόφου για απόκριση κατά την Χ διεύθυνση , για τιμή της απόσβεσης ίση με 3% .

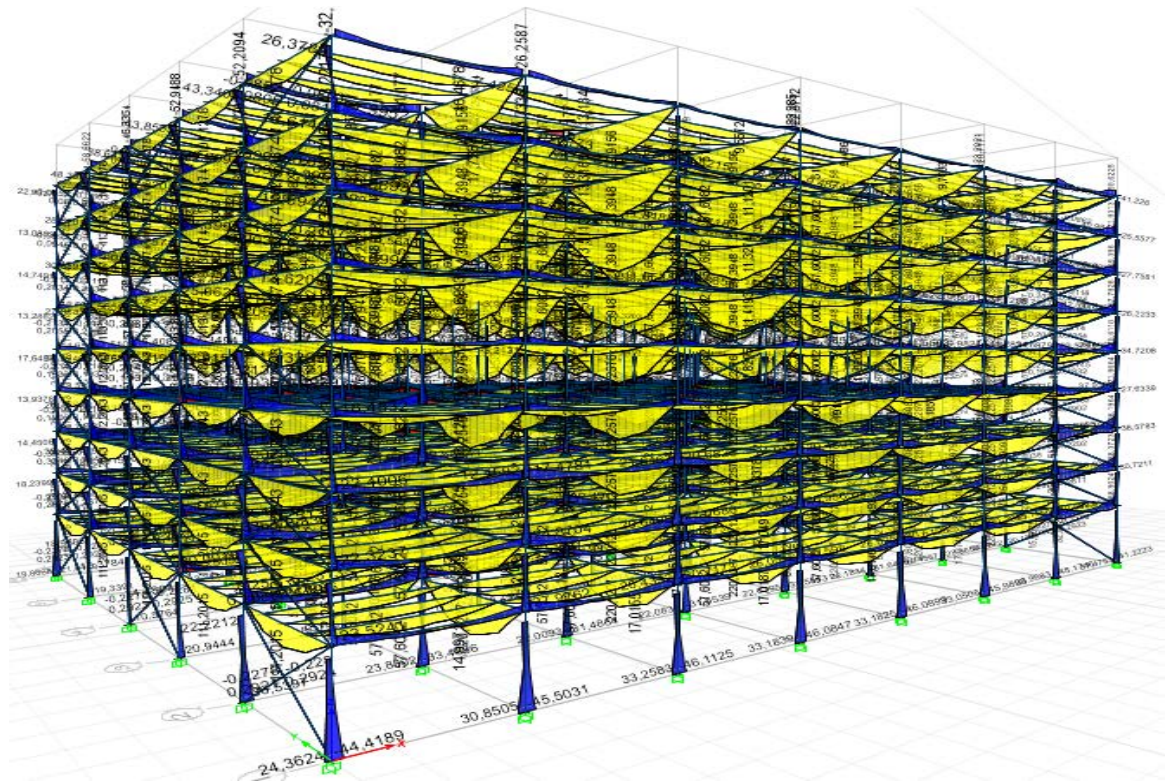


Σχήμα 7.31 Διάγραμμα ψευδοεπιτάχυνσης με την περίοδο

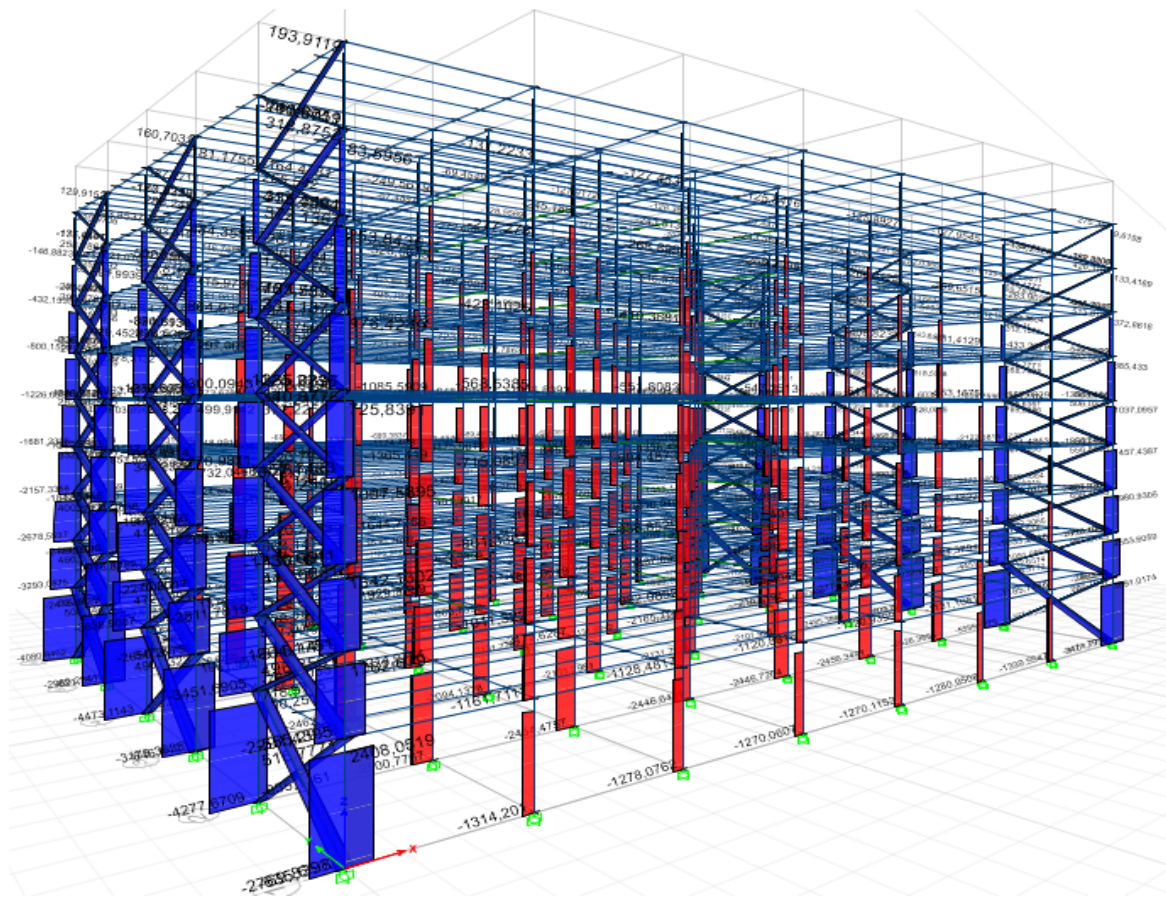


Σχήμα 7.32 Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης με την περίοδο

Τέλος παρουσιάζονται και τα διαγράμματα M 33 της φόρτισης της χρονοιστορίας .



Σχήμα 7.33 Διάγραμμα ροπών M ( frequency domain )



Σχήμα 7.34 Διάγραμμα αξονικών N ( frequency domain )

#### 7.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων των δύο σεισμών

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης των σεισμών αυτών , έτσι ώστε να μπορεί να γίνει μία σύγκριση των μέγιστων τιμών που προκύπτουν για κάθε σεισμικό συνδυασμό με εκείνα του σχεδιασμού βάση Ευροκώδικα.

Earthquake + G + 0,3Q / max M , N	M33 (KNm)	Ncolumns (KN)	Nbraces (KN)
Loma Prieta U1 Frequency Domain	520,96	-2456,4	-168,35
Loma Prieta U1 Time Domain	460,97	-2450,98	-150,28
Kocaeli U2 Frequency Domain	63,96	-5728,9	-1191,44
EC8 0,36g Design	364,93	-4434,26	-887,26

Πίνακας 7.2 Συγκριτικά αποτελέσματα EK-8 και δύο σεισμών

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8ο ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

### 8.1 Γενικά

Μία μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα , τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους , ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα.Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους.Έτσι,σκοπός των συνδέσεων είναι α) η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και β) η αποκατάσταση συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Οι θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας αποκαλούνται,υπό την ευρεία έννοια,κόμβοι.Στο ακόλουθο σχήμα φαίνονται ενδεικτικά οι θέσεις διαμόρφωσης των συνδέσεων σε ένα επίπεδο πλαίσιο της κατασκευής μας.

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

Ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζωνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

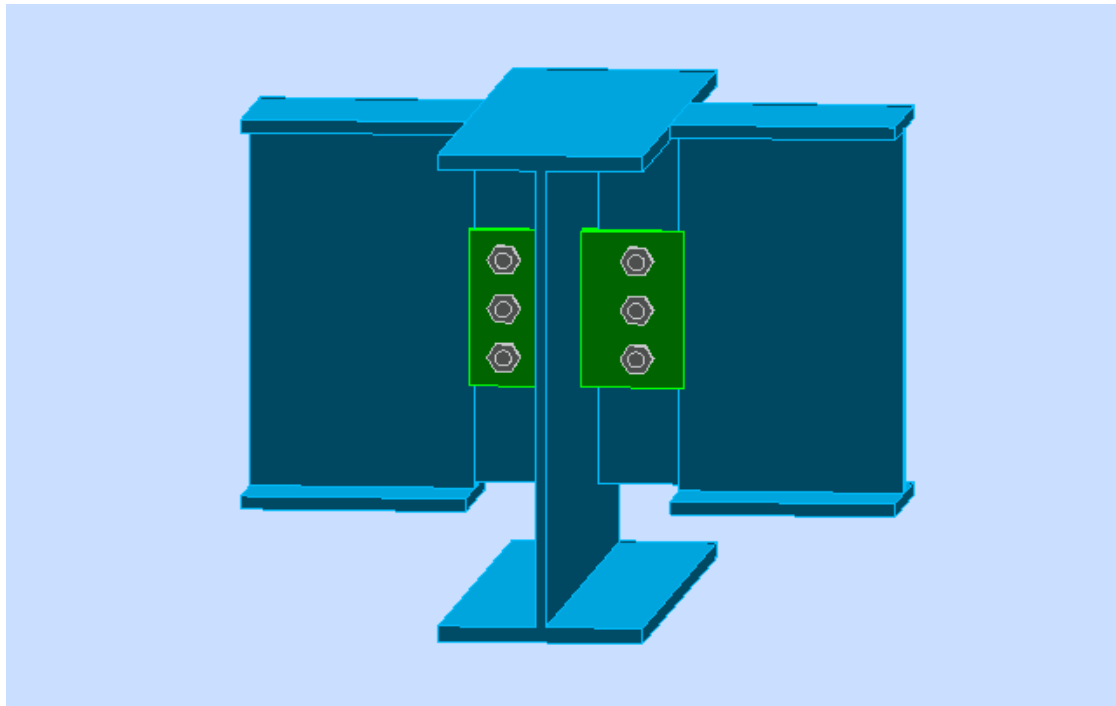
Παρακάτω παρουσιάζονται πέντε συνδέσεις όπως αυτές υπολογίστηκαν στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2017 . Αυτές είναι οι ακόλουθες :

- 1) Σύνδεση τέμνουσας διαδοκίδας - δοκού
- 2) Σύνδεση τέμνουσας δοκού - υποστυλώματος
- 3) Σύνδεση ροπής δοκού - υποστυλώματος
- 4) Σύνδεση υποστυλώματος - θεμελίου
- 5) Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας υποστυλώματος

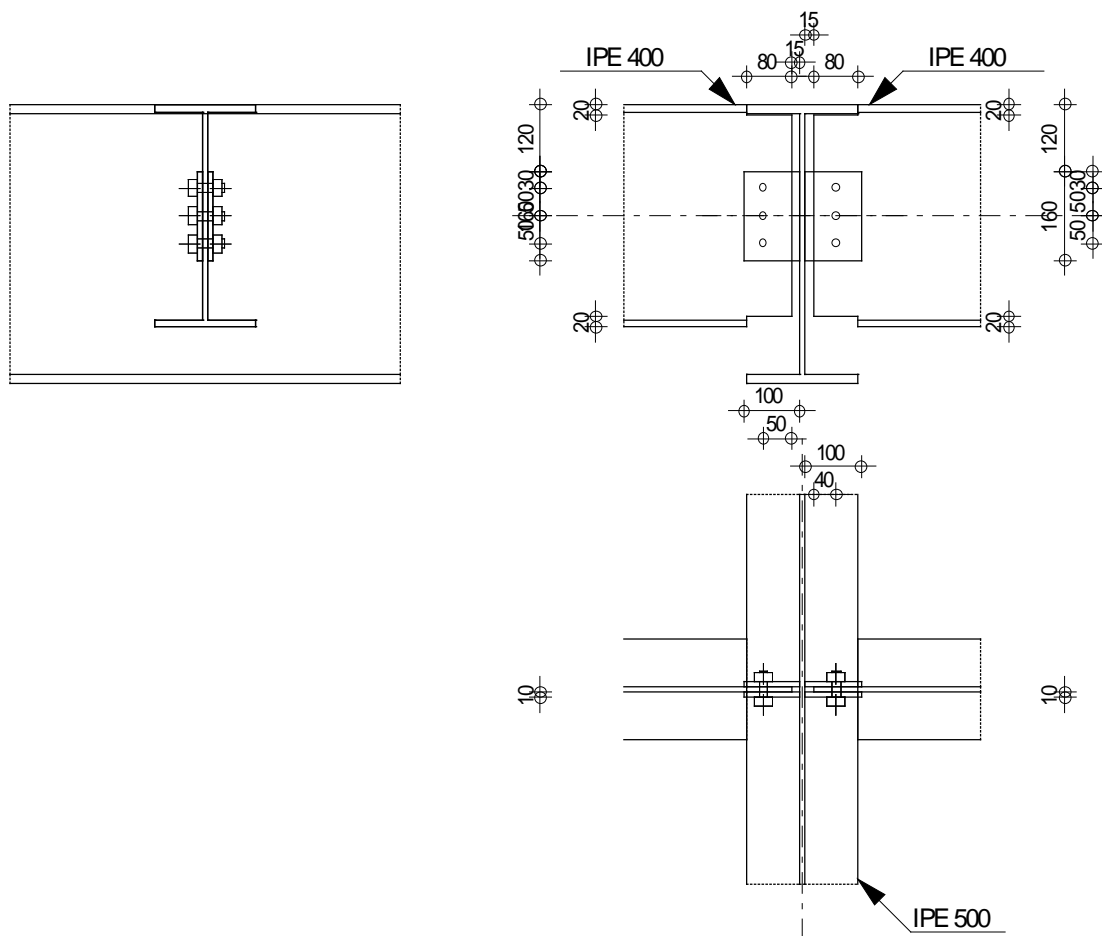
### 8.2 Σύνδεση τέμνουσας δοκού - διαδοκίδας

Η σύνδεση έγινε με συγκολλημμένα 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 ( IPE400 ) χρησιμοποιήθηκε 1 σειρά 3 κοχλιών διαμέτρου M16 και κλάσης ποιότητας 8.8 εκατέρωθεν .

Παρακάτω παρουσιάζεται μία τυπική σύνδεση ορόφου , η οποία είναι σύνδεση τέμνουσας μεταξύ δοκού και διαδοκίδας.



Σχήμα 8.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης δοκού διαδοκίδας



Σχήμα 8.3 Σχέδια σύνδεσης διαδοκίδας – δοκού

Connection no.: 3

Connection name: ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ-ΔΟΚΟΣ

## GEOMETRY

### PRINCIPAL BEAM

Section: IPE 500

Material: S275

### LEFT AND RIGHT SIDE

### BEAM

Section: IPE 400

Material: S275

### PLATE

Type: Bilateral

 $l_p = 100$  [mm] Plate length $h_p = 160$  [mm] Plate height $t_p = 10$  [mm] Plate thickness

Material: S275

 $f_{yp} = 275,00$  [MPa] Design resistance $f_{up} = 430,00$  [MPa] Tensile resistance

### BOLTS

#### **BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE**

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

Class = 8.8 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 $f_{ub} = 800,00$  [MPa] Tensile resistance $k = 1$  Number of bolt columns $w = 3$  Number of bolt rows $e_1 = 30$  [mm] Level of first bolt $p_1 = 50$  [mm] Vertical spacing

### WELDS

 $a_{gp} = 5$  [mm] Fillet welds connecting plate with principal beam

### MATERIAL FACTORS

 $\gamma_{M0} = 1,00$  Partial safety factor [2.2] $\gamma_{M2} = 1,25$  Partial safety factor [2.2]

## LOADS

Case: Manual calculations.

### LEFT AND RIGHT SIDE

### BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

#### BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 154,42$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 2,19$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

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

$\alpha_{bx} = 0,74$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,74 > 0,00$  verified

$F_{b,Rd1x} = 76,75$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

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

$\alpha_{bz} = 0,68$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

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

$F_{b,Rd1z} = 79,99$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

#### Bolt bearing on the plate

Direction x

$k_{1x} = 2,19$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

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

$\alpha_{bx} = 0,83$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,83 > 0,00$  verified

$F_{b,Rd2x} = 200,79$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

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

$\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  verified

$F_{b,Rd2z} = 152,89$  [kN] Bearing resistance of a single bolt  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

#### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PLATE - BEAM CONNECTION

##### Bolt shear

$e = 60$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$M_0 = 4,81$  [kN\*m] Real bending moment  $M_0 = M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 26,6$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force  $F_{Vz} = |V_{b2,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 48,0$  [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment  $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 48,0$  [kN] Design total force in a bolt on the direction x  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 26,6$  [kN] Design total force in a bolt on the direction z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 54,9$  [kN] Resultant shear force in a bolt  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 76,7$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

### Bolt shear

$e = 60$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$F_{Rdz} = \frac{79,9}{9}$  [kN] Effective design capacity of a bolt on the direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 48,08  < 76,75$	verified	(0,63)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 26,67  < 79,99$	verified	(0,33)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$54,98 < 154,42$	verified	(0,36)

## VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

### PLATE

$A_{nt} = 3,60$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 8,50$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = \frac{196,8}{8}$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot V_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 40,00  < 196,88$	verified	(0,20)
--	--------------------	----------	--------

### BEAM

$A_{nt} = 2,67$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$A_{nv} = 15,91$  [cm<sup>2</sup>] Area of the section in shear

$V_{effRd} = \frac{298,4}{6}$  [kN] Design capacity of a section weakened by openings  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$  +

$ V_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 80,00  < 298,46$	verified	(0,27)
------------------------------	--------------------	----------	--------

## VERIFICATION OF A PLATE WEAKENED BY OPENINGS

$A_t = 8,00$  [cm<sup>2</sup>] Area of tension zone of the gross section

$A_{t,net} = 6,20$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,70 < 0,80$

$W_{net} = 39,39$  [cm<sup>3</sup>] Elastic section modulus

$M_{c,Rdnet} = 10,83$  [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}$	$ 2,40  < 10,83$	verified	(0,22)
--------------------------	------------------	----------	--------

$A_v = 16,00$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area for shear  $A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 10,60$  [cm<sup>2</sup>] Net area of a section effective for shear  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 254,03$  [kN] Design plastic resistance for shear  $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$ 0.5 \cdot V_{b1,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 40,00  < 254,03$	verified	(0,16)
--	--------------------	----------	--------

## VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t = 15,48$  [cm<sup>2</sup>] Area of tension zone of the gross section

$A_{t,net} = 10,84$  [cm<sup>2</sup>] Net area of the section in tension

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,63 < 0,80$

$W_{net} = 167,45$  [cm<sup>3</sup>] Elastic section modulus

$M_{c,Rdnet} = 46,05$  [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}$	$ 4,81  < 46,05$	verified	(0,10)
--------------------------	------------------	----------	--------

$A_v = 30,96$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area for shear

$A_{v,net} = 26,32$  [cm<sup>2</sup>] Net area of a section effective for shear  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 491,56$  [kN] Design plastic resistance for shear  $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$ V_{b1,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 80,00  < 491,56$	verified	(0,16)
------------------------------	--------------------	----------	--------

## WELD RESISTANCE



### FILLET WELDS CONNECTING PLATE WITH PRINCIPAL BEAM

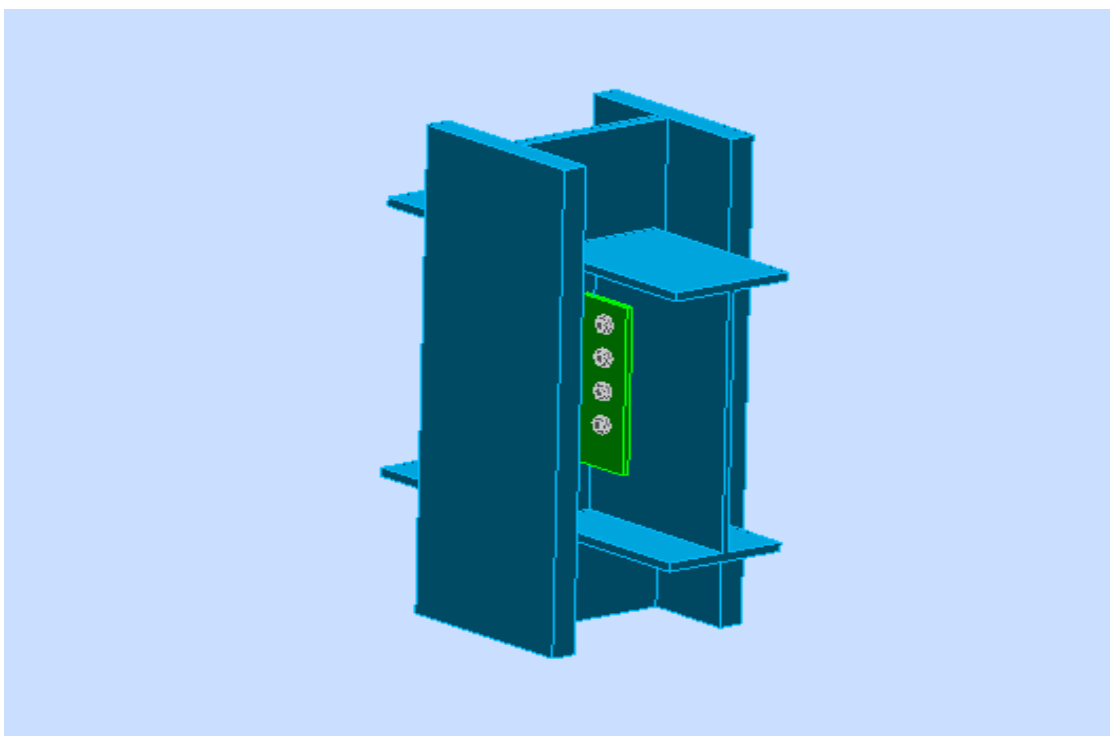
$A_w = 8,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Weld area	$A_w = h_p \cdot a_{gp}$
$\sigma = 103,13$ [MPa]	Normal stress in a weld	$\sigma = 0.5 \cdot [N_{b1,Ed}/A_s + M_0/W_{yw}]$
$\sigma_{\perp} = 72,92$ [MPa]	Normal perpendicular stress in the weld	$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 \cdot f_u/\gamma_{M2}$	$ 72,92  < 309,60$	verified (0,24)
$\tau_{\perp} = 72,92$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = 50,00$ [MPa]	Parallel tangent stress	$\tau_{\parallel} = 0.25 \cdot V_{b1,Ed}/A_w$
$\beta_w = 0,85$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u/(\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$169,62 < 404,71$	verified (0,42)

**Connection conforms to the code**

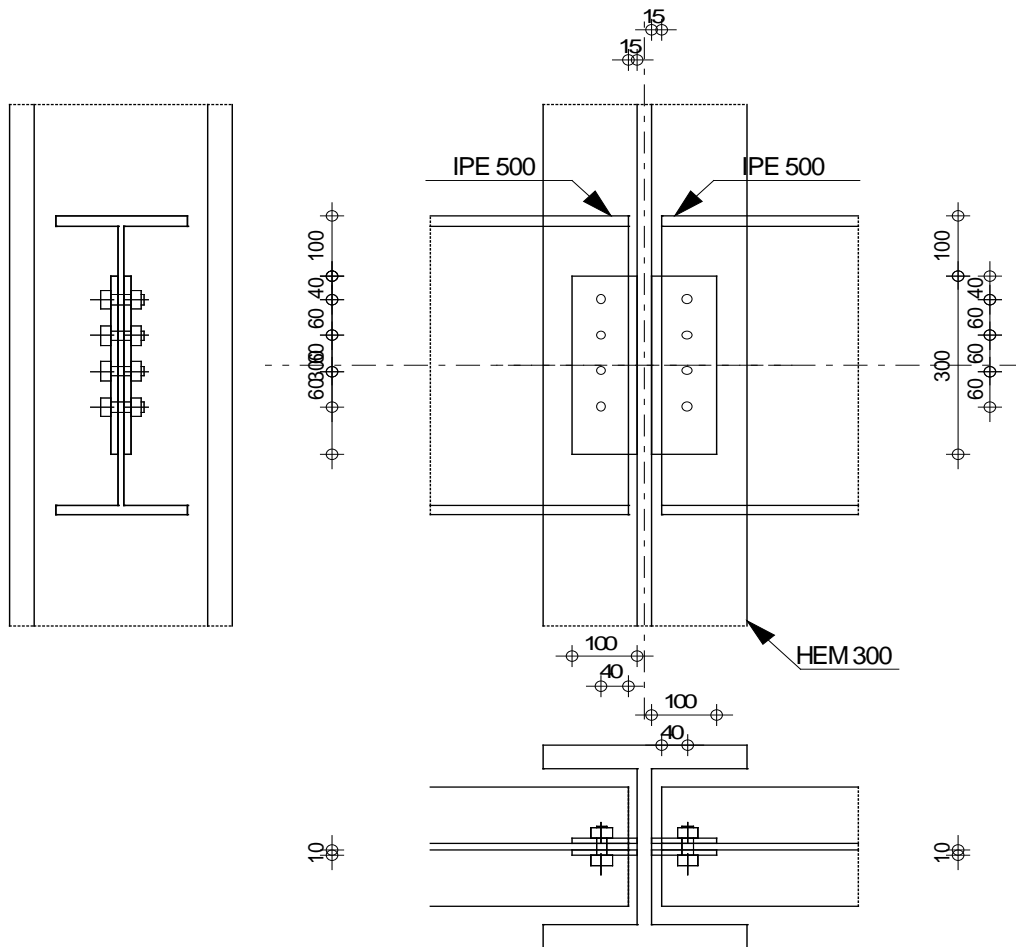
**Ratio 0,63**

### 8.3 Σύνδεση τέμνουσας δοκού - υποστυλώματος

Η σύνδεση μεταξύ των δευτερεύουσων δοκών IPE 500 και του υποστυλώματος HEM300 είναι μία απλή σύνδεση τέμνουσας. Η σύνδεση αυτή υλοποιείται με δύο συγκολλημένα ελάσματα στις δύο πλευρές του κορμού του υποστυλώματος και χρησιμοποιήθηκε 1 σειρά 4 κοχλιών διαμέτρου M16 και κλάσης ποιότητας 10.9. Τα πιό κρίσιμα εντατικά μεγέθη για αυτή τη σύνδεση βρίσκονται στο 2ο πλαίσιο κατά τη διεύθυνση Y, στο δεύτερο άνοιγμα του 1ου(πρώτου) ορόφου.



Σχήμα 8.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης τέμνουσας δοκού - υποστυλώματος



Σχήμα 8.6 Σχέδια σύνδεσης τέμνουσας δοκού – υποστύλωματος

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 <b>Calculation of the beam-column (web) connection</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	OK
	Ratio <b>0,76</b>

Connection no.: 2  
 Connection name: ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΟΚ-ΥΠΟΣΤ

**GEOMETRY**

**COLUMN**

Section: HEM 300  
 Material: S275

**LEFT AND RIGHT SIDE**

**BEAM**

Section: IPE 500

Material: S275

### PLATE

Type: Bilateral

$l_p = 100$  [mm] Plate length  
 $h_p = 300$  [mm] Plate height  
 $t_p = 10$  [mm] Plate thickness

Material: S275

$f_{yp} = 275,00$  [MPa] Design resistance  
 $f_{up} = 430,00$  [MPa] Tensile resistance

### BOLTS

#### BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

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

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  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Tensile resistance  
 $k = 1$  Number of bolt columns  
 $w = 4$  Number of bolt rows  
 $e_1 = 40$  [mm] Level of first bolt  
 $p_1 = 60$  [mm] Vertical spacing

### WELDS

$a_{cp} = 5$  [mm] Fillet welds connecting plate with column

### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,00$  Partial safety factor [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Partial safety factor [2.2]

### LOADS

---

Case: Manual calculations.

#### LEFT SIDE

$N_{b2,Ed} = 0,00$  [kN] Axial force  
 $V_{b2,Ed} = 240,00$  [kN] Shear force  
 $M_{b2,Ed} = 0,00$  [kN\*m] Bending moment

#### RIGHT SIDE

$N_{b1,Ed} = 0,00$  [kN] Axial force  
 $V_{b1,Ed} = 240,00$  [kN] Shear force  
 $M_{b1,Ed} = 0,00$  [kN\*m] Bending moment

### RESULTS

---

#### LEFT AND RIGHT SIDE

## BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

### BOLT CAPACITIES

$$F_{v,Rd} = \frac{193,0}{2} \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

### Bolt bearing on the beam

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0,74 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 103,96 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 120,86 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

### Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0,83 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,83 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 229,33 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0,74 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 203,85 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

### FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PLATE - BEAM CONNECTION

#### Bolt shear

$$e = 66 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between centroid of a bolt group and center of column web}$$

$$M_0 = \frac{15,7}{2} \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Real bending moment} \quad M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = \frac{60,0}{0} \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force} \quad F_{Vz} = |V_{b1,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = \frac{78,6}{0} \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = \frac{78,6}{0} \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = \frac{60,0}{0} \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = \frac{98,8}{8} \text{ [kN]} \quad \text{Resultant shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \frac{103,96}{96} \text{ [kN]} \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 120, \text{ [kN]} \quad \text{Effective design capacity of a bolt on the direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$e = 66$  [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of column web

$= 86$			$F_{bRdZz}$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 78,60  < 103,96$	verified	(0,76)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 60,00  < 120,86$	verified	(0,50)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$98,88 < 193,02$	verified	(0,51)

### VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

#### PLATE

$A_{nt} = 3,60$ [cm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 19,70$ [cm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 374,70$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	+
$ 0.5 \cdot V_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 120,00  < 374,70$	verified	(0,32)

#### BEAM

$A_{nt} = 3,16$ [cm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 26,21$ [cm <sup>2</sup> ]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 470,59$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	+
$ V_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 240,00  < 470,59$	verified	(0,51)

### VERIFICATION OF A PLATE WEAKENED BY OPENINGS

$A_t = 15,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section		
$A_{t,net} = 11,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,68 < 0,80$		
$W_{net} = 140,54$ [cm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus		
$M_{c,Rdnet} = 38,65$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_o  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 7,86  < 38,65$	verified	(0,41)
$A_v = 30,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear	$A_v = h_p \cdot t_p$	
$A_{v,net} = 22,80$ [cm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$	
$V_{pl,Rd} = 476,31$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	
$ 0.5 \cdot V_{b2,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 120,00  < 476,31$	verified	(0,50)

### VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t = 25,50$ [cm <sup>2</sup> ]	Area of tension zone of the gross section		
$A_{t,net} = 18,16$ [cm <sup>2</sup> ]	Net area of the section in tension		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,64 < 0,80$		
$W_{net} = 394,11$ [cm <sup>3</sup> ]	Elastic section modulus		
$M_{c,Rdnet} = 108,38$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_o  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 15,72  < 108,38$	verified	(0,15)
$A_v = 51,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear		
$A_{v,net} = 43,66$ [cm <sup>2</sup> ]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$	

$A_v = 51,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Effective section area for shear	
$V_{pl,Rd} = 809,73$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	240,00   < 809,73	verified (0,30)

## WELD RESISTANCE

### FILLET WELDS CONNECTING PLATE WITH COLUMN

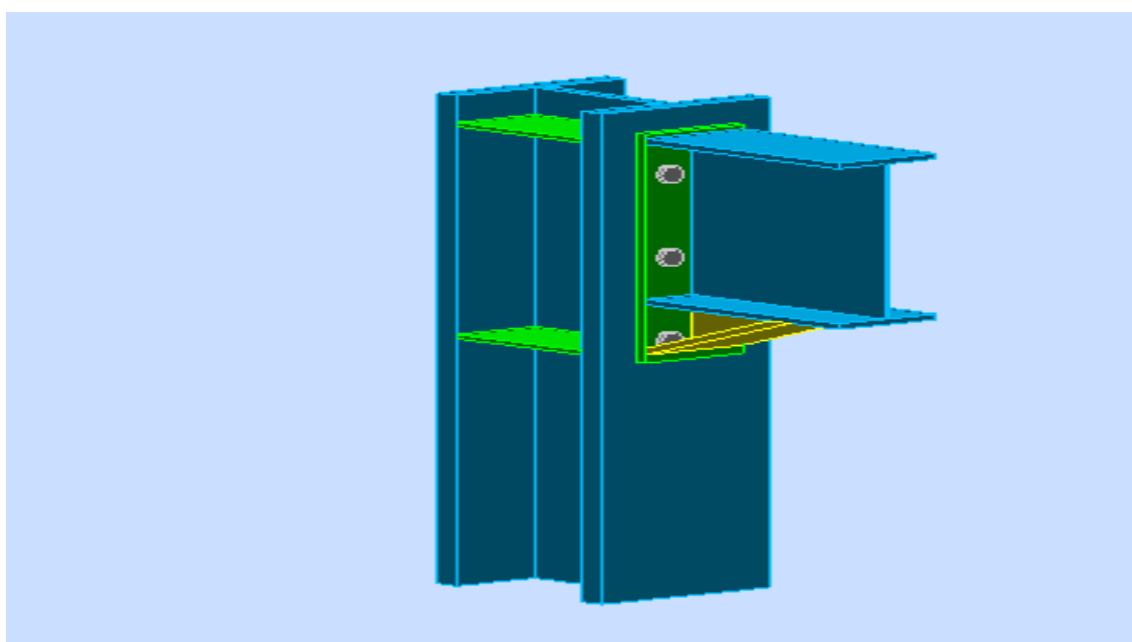
$A_w = 15,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Weld area	$A_w = h_p * a_{gp}$
$\sigma = 88,00$ [MPa]	Normal stress in a weld	$\sigma = 0.5 * [N_{b2,Ed} / A_s + M_0 / W_{yw}]$
$\sigma_{\perp} = 62,23$ [MPa]	Normal perpendicular stress in the weld	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	62,23   < 309,60	verified (0,20)
$\tau_{\perp} = 62,23$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = 160,00$ [MPa]	Parallel tangent stress	$\tau_{\parallel} = 0.25 * V_{b2,Ed} / A_w$
$\beta_w = 0,85$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	303,79 < 404,71	verified (0,75)

Connection conforms to the code	Ratio	0,76
---------------------------------	-------	------

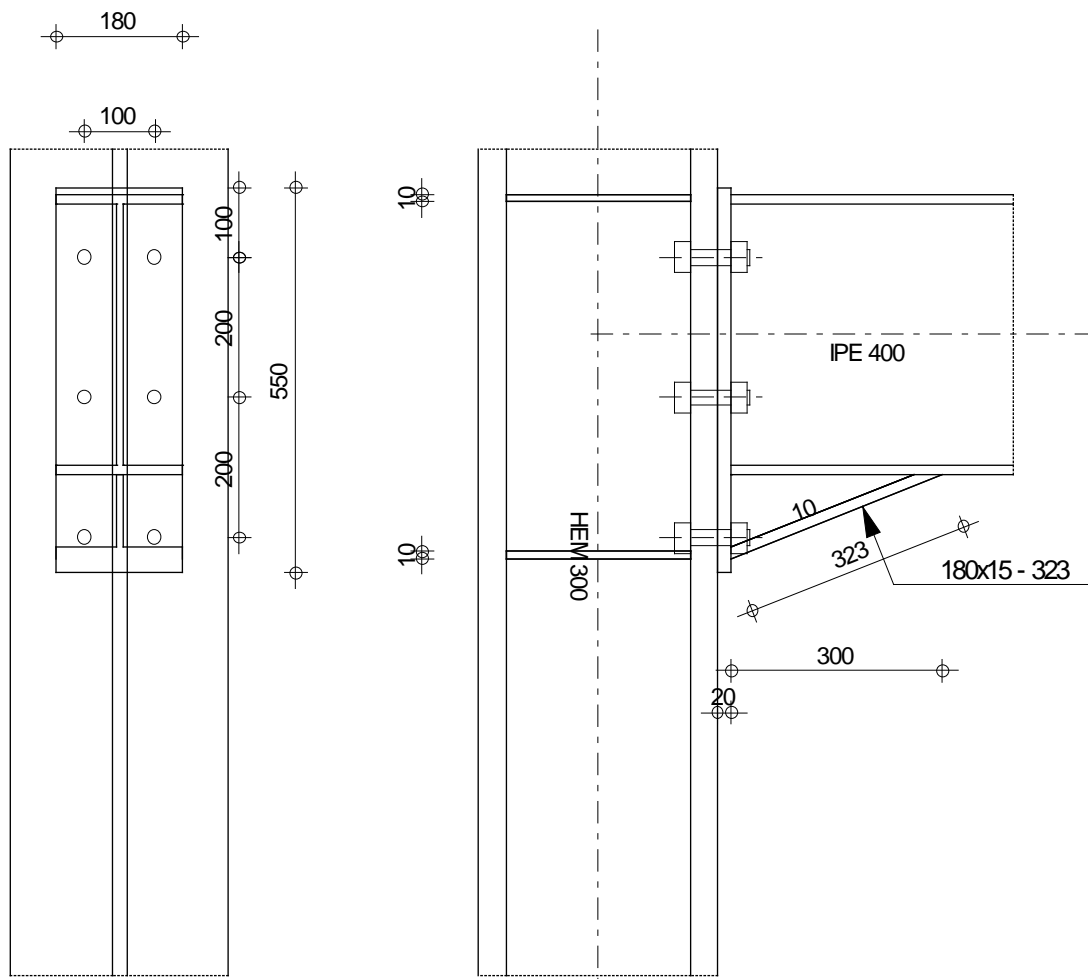
## 8.4 Σύνδεση ροπής δοκού - υποστυλώματος

Ο συνηθέστερος τρόπος σύνδεσης των κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα είναι με μετωπικές πλάκες, οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος. Η παρούσα σύνδεση πραγματοποιήθηκε με μία μετωπική πλάκα συγκολλημένη στην επιφάνεια της διατομής της δοκού. Για τις ανάγκες της σύνδεσης έπρεπε επιπλέον να χρησιμοποιηθεί ενισχυτικό έλασμα (γνωστό και ως 'γόνατο'), καθώς και δύο ελάσματα για ενίσχυση του πέλματος του υποστυλώματος. Χρησιμοποιήθηκαν 2 σειρές 4 κοχλιών διαμέτρου M16 και κλάσης ποιότητας 8.8.

Η πιο κρίσιμη σύνδεση βρίσκεται στο 6ο πλάσι ο κατά Χ, στον 1ο όροφο του 2ου και 3ου ανοίγματος εξ αριστερών.



Σχήμα 8.8 Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης ροπής δοκού υποστυλώματος



Σχήμα 8.9 Σχέδια σύνδεσης ροπής δοκού υποστυλώματος

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	OK
<b>Design of fixed beam-to-column connection</b>	Ratio
EN 1993-1-8:2005/AC:2009	<b>0,75</b>

Connection no.: 1  
 Connection name: ΡΟΠΗ ΔΟΚ-ΥΠΟΣΤ

#### **GEOMETRY**

##### **COLUMN**

Section: HEM 300  
 Material: S275

##### **BEAM**

Section: IPE 400  
 Material: S275

## **BOLTS**

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

$d =$	22	[mm]	Bolt diameter
Class =	10.9		Bolt class
$F_{tRd} =$	218,16	[kN]	Tensile resistance of a bolt
$n_h =$	2		Number of bolt columns
$n_v =$	3		Number of bolt rows
$h_1 =$	100	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i =$	100	[mm]	
Vertical spacing $p_i =$	200; 200	[mm]	

## **PLATE**

$h_p =$	550	[mm]	Plate height
$b_p =$	180	[mm]	Plate width
$t_p =$	20	[mm]	Plate thickness
Material:	S275		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Resistance

## **LOWER STIFFENER**

$w_d =$	180	[mm]	Plate width
$t_{fd} =$	15	[mm]	Flange thickness
$h_d =$	120	[mm]	Plate height
$t_{wd} =$	10	[mm]	Web thickness
$l_d =$	300	[mm]	Plate length
$\alpha =$	21,8	[Deg]	Inclination angle
Material:	Def		

## **COLUMN STIFFENER**

### **Upper and Lowe**

$h_{su} =$	262	[mm]	Stiffener height
$b_{su} =$	145	[mm]	Stiffener width
$t_{hu} =$	10	[mm]	Stiffener thickness
Material:	Def		

## **FILLET WELDS**

$a_w =$	5	[mm]	Web weld
$a_f =$	8	[mm]	Flange weld
$a_s =$	5	[mm]	Stiffener weld
$a_{fd} =$	5	[mm]	Horizontal weld

## **MATERIAL FACTORS**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]

## **LOADS**

---

### **Ultimate limit state**

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} = 180,00$  [kN\*m] Bending moment in the right beam



$M_{b1,Ed} = 180,00$	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} = 80,00$	[kN]	Shear force in the right beam
$M_{b2,Ed} = 180,00$	[kN*m]	Bending moment in the left beam
$V_{b2,Ed} = 80,00$	[kN]	Shear force in the left beam
$N_{c1,Ed} = -5550,00$	[kN]	Axial force in the lower column
$N_{c2,Ed} = -4900,00$	[kN]	Axial force in the upper column

## RESULTS

---

### BEAM RESISTANCES

#### SHEAR

$$A_{vb} = 54,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 868,39 \text{ [kN]} \quad \text{Design sectional resistance for shear EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,09)$$

#### BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$$W_{plb} = 1307,26 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 359,5 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

#### BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$$W_{pl} = 1858,92 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 511,20 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

#### FLANGE AND WEB – COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 511,20 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 505 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between the centroids of flanges} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1011,94 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} [6.2.6.7.(1)]$$

#### WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$\beta = 0,0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle between the front plate and the beam}$$

$$\gamma = 21,8 \text{ [Deg]} \quad \text{Inclination angle of the bracket plate}$$

$$b_{eff,c,wb} = 236 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 42,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 128,8 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 1392,49 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wb} = 331 \text{ [mm]} \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,09 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,75 \quad \text{Reduction factor for element buckling} [6.2.6.2.(1)]$$

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

$$F_{c,wb,Rd2} = 1039,44 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

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

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1039,44 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### **COLUMN RESISTANCES**

#### **WEB PANEL – SHEAR**

$$M_{b1,Ed} = 180,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Bending moment (right beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 180,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Bending moment (left beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force (lower column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force (upper column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 322 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

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

$$V_{wp,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Shear force acting on the web panel} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{90}{53} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area of the column web} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{90}{53} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 520 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between the centroids of stiffeners} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{32}{42} \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the column flange for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = \frac{1,8}{2} \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = \frac{1,8}{2} \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} f_{y,wc} ) / ( \sqrt{3} \gamma_{M0} ) + \text{Min} ( 4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , ( 2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd} ) / d_s )$$

$$V_{wp,Rd} = 1425,28 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the column web panel for shear} \quad [6.2.6.1]$$

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

#### **WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE**

Bearing:

$$t_{wc} = 21 \text{ [mm]} \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 409 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 90,53 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{183,1}{2} \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 28,90 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

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

$$F_{c,wc,Rd1} = 3039,87 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 208 \text{ [mm]} \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,47 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,24 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

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

$$F_{c,wc,Rd2} = 3039,87 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

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

$$F_{c,wc,Rd} = 3039,87 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

#### EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	$m_x$	e	$e_x$	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	18	-	105	-	200	112	143	112	143	256	142	142	142
2	18	-	105	-	200	112	203	112	203	400	200	200	200
3	18	-	105	-	200	112	143	112	143	256	142	142	142

#### EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	$m_x$	e	$e_x$	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	40	-	40	-	200	252	216	216	216	326	211	211	211
2	40	-	40	-	200	252	210	210	210	400	200	200	200
3	40	-	40	-	200	252	210	210	210	326	205	205	205

- m – Bolt distance from the web
- $m_x$  – Bolt distance from the beam flange
- e – Bolt distance from the outer edge
- $e_x$  – Bolt distance from the horizontal outer edge
- p – Distance between bolts
- $l_{eff,cp}$  – Effective length for a single bolt in the circular failure mode
- $l_{eff,nc}$  – Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
- $l_{eff,cp,g}$  – Effective length for a group of bolts in the circular failure mode
- $l_{eff,nc,g}$  – Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode

### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

- $F_{t,Rd} = 218,16 \text{ [kN]}$  Bolt resistance for tension [Table 3.4]
- $B_{p,Rd} = 427,96 \text{ [kN]}$  Punching shear resistance of a bolt [Table 3.4]
- $F_{t,fc,Rd}$  – column flange resistance due to bending
- $F_{t,wc,Rd}$  – column web resistance due to tension
- $F_{t,ep,Rd}$  – resistance of the front plate due to bending
- $F_{t,wb,Rd}$  – resistance of the web in tension
- $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]
- $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

#### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t1,Rd,comp}$	Component
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	366,45	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(1)} = 436,32$	436,32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 622,55$	622,55	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 366,45$	366,45	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 510,80$	510,80	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 855,92$	855,92	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 1425275,47$	1425275,47	Web panel – shear
$F_{c,wc,Rd} = 3039,87$	3039,87	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1011,94$	1011,94	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1039,44$	1039,44	Beam web - compression

#### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t2,Rd,comp}$	Component
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	351,97	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(2)} = 436,32$	436,32	Column flange - tension

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t,wc,Rd(2)} = 622,55$	622,55	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 362,46$	362,46	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 497,06$	497,06	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 855,92$	855,92	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1425275,47 - 366,45$	1424909,02	Web panel – shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 3039,87 - 366,45$	2673,42	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1011,94 - 366,45$	645,49	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1039,44 - 366,45$	672,99	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 872,64 - 366,45$	506,19	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1464,19 - 366,45$	1097,74	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 718,42 - 366,45$	351,97	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 971,77 - 366,45$	605,32	Beam web - tension - group

### RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formula</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Component</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	293,51	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 436,32$	436,32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 622,55$	622,55	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 362,46$	362,46	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 497,06$	497,06	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 855,92$	855,92	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1425275,47 - 718,42$	1424557,05	Web panel – shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 3039,87 - 718,42$	2321,45	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1011,94 - 718,42$	293,51	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1039,44 - 718,42$	321,02	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 872,64 - 351,97$	520,67	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1464,19 - 351,97$	1112,22	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1308,96 - 718,42$	590,54	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1720,07 - 718,42$	1001,65	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 714,43 - 351,97$	362,46	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 958,03 - 351,97$	606,06	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1077,39 - 718,42$	358,96	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1456,80 - 718,42$	738,37	Beam web - tension - group

### SUMMARY TABLE OF FORCES

<b>N<sub>r</sub></b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>F<sub>tj,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,fc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,ep,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,Rd</sub></b>	<b>B<sub>p,Rd</sub></b>
1	422	366,45	436,32	622,55	366,45	510,80	436,32	855,92
2	222	351,97	436,32	622,55	362,46	497,06	436,32	855,92
3	22	293,51	436,32	622,55	362,46	497,06	436,32	855,92

### CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M<sub>j,Rd</sub>

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

$$M_{j,Rd} = 239,16 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,75 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,75)$$

### CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,98 \quad \text{Reduction factor for long connections} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 179,56 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 378,40 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$\alpha_{lv} = 0,60$  Coefficient for calculation of  $F_{v,Rd}$  [Table 3.4]  
 $F_{b,Rd,ext} = 378,40$  [kN] Bearing resistance of an outermost bolt [Table 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	436,32	0,00	366,45	275,80	275,80	196,97
2	436,32	0,00	351,97	264,91	264,91	203,38
3	436,32	0,00	293,51	220,91	220,91	229,25

$F_{tj,Rd,N}$  – Bolt row resistance for simple tension  
 $F_{tj,Ed,N}$  – Force due to axial force in a bolt row  
 $F_{tj,Rd,M}$  – Bolt row resistance for simple bending  
 $F_{tj,Ed,M}$  – Force due to moment in a bolt row  
 $F_{tj,Ed}$  – Maximum tensile force in a bolt row  
 $F_{vj,Rd}$  – Reduced bolt row resistance

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

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = 629,60 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{[Table 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,13)$$

### WELD RESISTANCE

$A_w = 118,59$  [cm<sup>2</sup>] Area of all welds [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 75,10$  [cm<sup>2</sup>] Area of horizontal welds [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 43,48$  [cm<sup>2</sup>] Area of vertical welds [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 44726,27$  [cm<sup>4</sup>] Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. Axis [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 83,95$  [MPa] Normal stress in a weld [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 73,00$  [MPa] Stress in a vertical weld [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 18,40$  [MPa] Tangent stress [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,85$  Correlation coefficient [4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 167,91 < 404,71 \quad \text{verified} \quad (0,41)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 149,43 < 404,71 \quad \text{verified} \quad (0,37)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 83,95 < 309,60 \quad \text{verified} \quad (0,27)$$

### CONNECTION STIFFNESS

$t_{wash} = 5$  [mm] Washer thickness [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 16$  [mm] Bolt head height [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 22$  [mm] Bolt nut height [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 88$  [mm] Bolt length [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 6$  [mm] Stiffness coefficient of bolts [6.3.2.(1)]

### STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	$h_j$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Sum	17,34	593,52
1	422	6	1047	24	3	11,01	464,52
2	222	6	1047	22	3	5,76	127,74

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>
3	22	6	1047	23	3	0,57	1,25

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

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

$$z_{eq} = 342 \quad [mm] \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

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

$$k_{eq} = 5 \quad [mm] \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_2 = \quad \text{Stiffness coefficient of the compressed column web} [6.3.2.(1)]$$

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

$$S_{j,ini} = 124638,22 \quad [kN*m] \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,39 \quad \text{Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

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

$$S_j = 89829,86 \quad [kN*m] \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 55508,16 \quad [kN*m] \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3469,26 \quad [kN*m] \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGID}$$

#### WEAKEST COMPONENT:

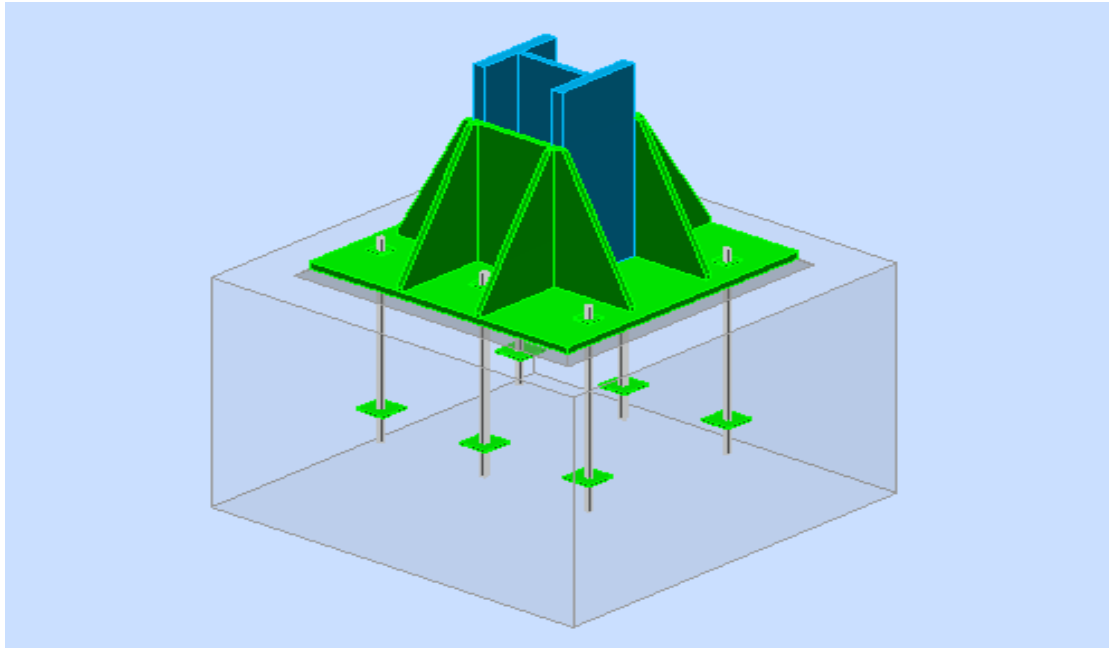
BEAM FLANGE AND WEB - COMPRESSION

**Connection conforms to the code** Ratio 0,75

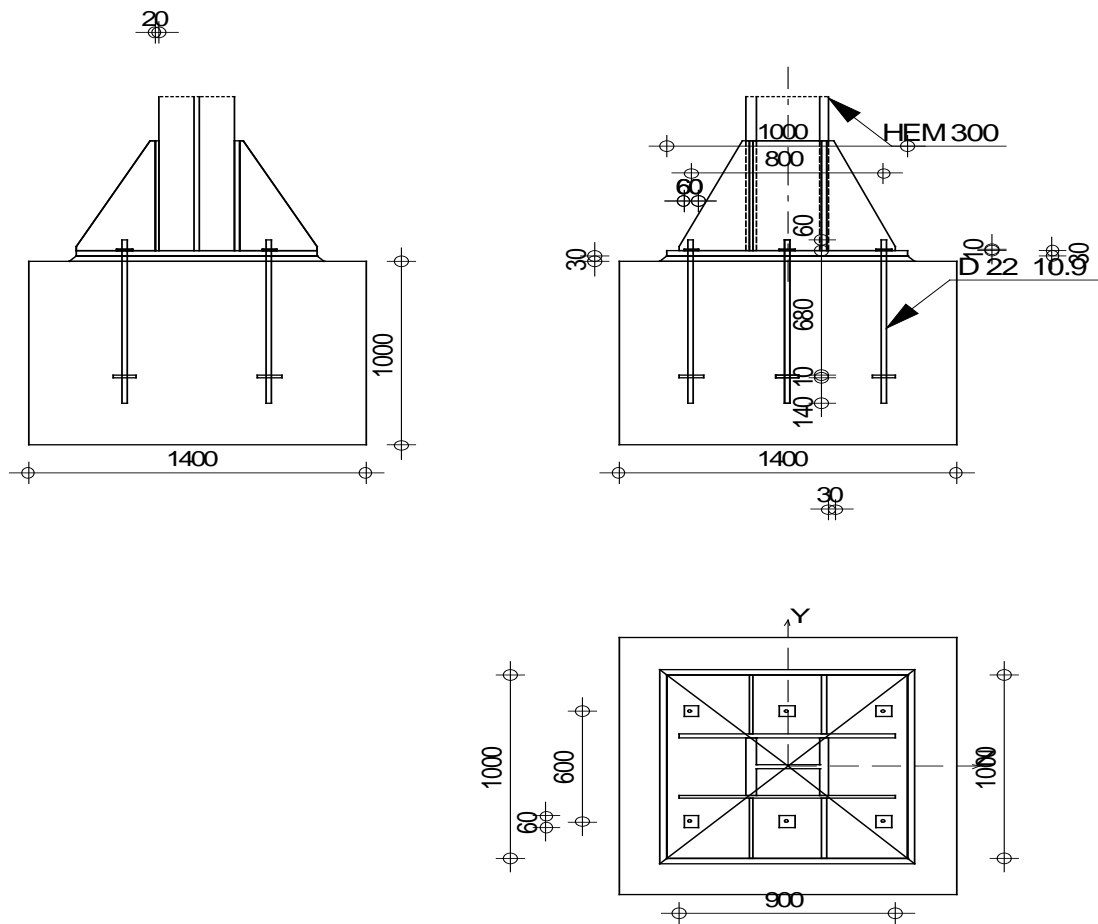
## 8.5 Σύνδεση υποστυλώματος - θεμελίου

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. Για το υποστυλώμα ΗΕΜ 300 χρησιμοποιήθηκαν 2 σειρές με 3 αγκύρια διαμέτρου Μ22 και κλάσης ποιότητας 10.9.

Η πιό δυσμενής σύνδεση υποστυλώματος θεμελίωσης βρίσκεται στο πρώτο πλαίσιο κατά τη διεύθυνση Χ, στο ακριανό υποστυλώμα εξ αριστερών του ισογείου.



Σχήμα 8.11 Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου



Σχήμα 8.12 Σχέδια σύνδεσης υποστυλώματος – θεμελίου

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	OK
<b>Fixed column base design</b>	
Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	Ratio <b>0,60</b>

Connection no.: 4  
Connection name: ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

## GEOMETRY

### COLUMN

Section: HEM 300  
Material: S275

### COLUMN BASE

$l_{pd} = 1000$  [mm] Length  
 $b_{pd} = 1000$  [mm] Width  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Thickness  
Material: S275  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Resistance  
 $f_{upd} = 430,00$  [MPa] Yield strength of a material

### ANCHORAGE

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

Class = 10.9 Anchor class  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Yield strength of the anchor material  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Tensile strength of the anchor material  
 $d = 22$  [mm] Bolt diameter  
 $A_s = 3,03$  [cm<sup>2</sup>] Effective section area of a bolt  
 $A_v = 3,80$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section  
 $n_H = 3$  Number of bolt columns  
 $n_V = 2$  Number of bolt rows  
Horizontal spacing  $e_{Hi} = 400$  [mm]  
Vertical spacing  $e_{Vi} = 600$  [mm]

### Anchor dimensions

$L_1 = 60$  [mm]  
 $L_2 = 680$  [mm]  
 $L_3 = 140$  [mm]

### Anchor plate

$l_p = 100$  [mm] Length  
 $b_p = 100$  [mm] Width  
 $t_p = 10$  [mm] Thickness  
Material: S275  
 $f_y = 275,00$  [MPa] Resistance

### Washer

$l_{wd} = 60$  [mm] Length  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Width  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Thickness

### STIFFENER



$l_s =$	900	[mm]	Length
$w_s =$	1000	[mm]	Width
$h_s =$	600	[mm]	Height
$t_s =$	20	[mm]	Thickness
$d_1 =$	20	[mm]	Cut
$d_2 =$	20	[mm]	Cut

#### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor
$\gamma_C =$	1,50	Partial safety factor

#### SPREAD FOOTING

$L =$	1400	[mm]	Spread footing length
$B =$	1400	[mm]	Spread footing width
$H =$	1000	[mm]	Spread footing height

#### Concrete

Class C25/30

$f_{ck} = 25,00$  [MPa] Characteristic resistance for compression

#### Grout layer

$t_g =$	30	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Characteristic resistance for compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coeff. of friction between the base plate and concrete

#### WELDS

$a_p =$	8	[mm]	Footing plate of the column base
$a_s =$	8	[mm]	Stiffeners

#### LOADS

---

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} =$	-4500,00	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	11,00	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} =$	42,00	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y} =$	123,00	[kN*m]	Bending moment
$M_{j,Ed,z} =$	45,00	[kN*m]	Bending moment

#### RESULTS

---

#### COMPRESSION ZONE

#### COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	15,56	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	73	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	185	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	456	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	841,37	[cm <sup>2</sup> ]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.8.(3)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			
$c = 73$	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$A_{c1} = 7572,2$	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.8.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$F_{rd,u} = 4206,83$	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.8.(3)]
$\beta_j = 0,67$		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$			
$f_{jd} = 33,33$	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 5782,11$	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for compression	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 2585,07$	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 2491,97$	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 19273,69$	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 8616,91$	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 8306,57$	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]

### COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL = 1,00$		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 16337,80$	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 4492,90$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 448$	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.8.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 10032,86$	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.8.(1)]
$W_{pl,z} = 16108,20$	[cm <sup>3</sup> ]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 4429,76$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 470$	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.8.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 9423,40$	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.8.(1)]

### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 19273,69$	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} = 8616,91$	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} = 8306,57$	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

### CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,23 < 1,00$	verified (0,23)
$e_y = 27$	[mm]	Axial force eccentricity [6.2.8.3]
$z_{c,y} = 224$	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 400$	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 419,81$	[kN*m]	Connection resistance for bending [6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,29 < 1,00$	verified (0,29)
$e_z = 10$	[mm]	Axial force eccentricity [6.2.8.3]
$z_{c,z} = 235$	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 300$	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 159,35$	[kN*m]	Connection resistance for bending [6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,28 < 1,00$	verified (0,28)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,58 < 1,00$	verified (0,58)

## SHEAR

### BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

#### Shear force $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = \frac{2,7}{8}$  Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,y} = \frac{1,0}{0}$  Coeff. for resistance calculation  $F_{1,vb,Rd}$  [Table 3.4]

$k_{1,y} = \frac{2,5}{0}$  Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = \frac{567,6}{0}$  [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

#### Shear force $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = \frac{1,3}{9}$  Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]

$\alpha_{b,z} = \frac{1,0}{0}$  Coeff. for resistance calculation  $F_{1,vb,Rd}$  [Table 3.4]

$k_{1,z} = \frac{2,5}{0}$  Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = \frac{567,6}{0}$  [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

### SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b = \frac{0,25}{0}$  Coeff. for resistance calculation  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 3,80$  [cm<sup>2</sup>] Area of bolt section [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = \frac{1,25}{0}$  Partial safety factor [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 75,42$  [kN] Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = \frac{2,0}{0}$  Factor related to the fastening of an anchor in the CEB foundation [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = \frac{1,4}{1}$  [kN\*m] Characteristic bending resistance of an anchor [9.3.2.2]

$l_{sm} = 56$  [mm] Lever arm length [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{0}$  Partial safety factor [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 42,00$  [kN] Shear resistance of a bolt - with lever arm CEB [9.3.1]

### CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} = 158,60$  [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Factor related to the anchor length CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = \frac{2,16}{0}$  Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 146,86$  [kN] Concrete resistance for pry-out failure CEB [9.3.1]

### CONCRETE EDGE FAILURE

#### Shear force $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = \frac{721}{0}$  [kN] Characteristic resistance of an anchor [9.3.4.(a)]

$\Psi_{A,V,y} = \frac{0,5}{0}$  Factor related to anchor spacing and edge distance [9.3.4]

### Shear force $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 721,32$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{h,V,y} = 1,0$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y} = 0,8$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} = 1,0$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} = 1,0$	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} = 1,0$	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,1$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 141,93 \text{ [kN]} \quad \text{Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]}$$

### Shear force $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 468,51$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} = 0,8$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4.]
$\Psi_{h,V,z} = 1,0$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} = 0,9$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} = 1,0$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,0$	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} = 1,0$	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,1$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 186,37 \text{ [kN]} \quad \text{Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]}$$

### SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d} = 0,30$	Coeff. of friction between the base plate and concrete	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 4500,00$ [kN]	Compressive force	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 1350,00$ [kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]

### SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 1602,01$ [kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verified (0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		

$V_{j,Rd,z} = 1602,01$ [kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	verified (0,03)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	verified (0,03)

### STIFFENER CHECK

#### Trapezoid plate parallel to the column web

$M_1 = 102,80$ [kN* m]	Bending moment acting on a stiffener	
$Q_1 = 623,01$ [kN]	Shear force acting on a stiffener	
$Z_s = 155$ [mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
$I_s = \frac{102262,}{50}$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of a stiffener	
$\sigma_d = 12,57$ [MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 47,75$ [MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 51,92$ [MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 90,80$ [MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	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)		$0,33 < 1,00$ verified (0,33)

#### Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

$M_1 = 99,70$ [kN* m]	Bending moment acting on a stiffener	
$Q_1 = 613,57$ [kN]	Shear force acting on a stiffener	
$Z_s = 155$ [mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
$I_s = \frac{102262,}{50}$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of a stiffener	
$\sigma_d = 12,19$ [MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 46,31$ [MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 51,13$ [MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 89,40$ [MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	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)		$0,33 < 1,00$ verified (0,33)

### WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} = 47,68$ [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 47,68$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,35$ [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 1,27$ [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,85$	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_w / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,15 < 1,00$ verified (0,15)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_w / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,24 < 1,00$ verified (0,24)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_w / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,20 < 1,00$ verified (0,20)

### VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

**Trapezoid plate parallel to the column web**

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	98,33 [MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,42)$$

**Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)**

$\sigma_{\perp} =$	73,44 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	73,44 [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	63,91 [MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	183,92 [MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,45 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,45)$$

**TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS****Trapezoid plate parallel to the column web**

$\sigma_{\perp} =$	98,33 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	98,33 [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	80,31 [MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	240,89 [MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,60 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,60)$$

**Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)**

$\sigma_{\perp} =$	83,43 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	83,43 [MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	80,02 [MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	216,92 [MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,54 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,54)$$

**CONNECTION STIFFNESS****Bending moment  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} = 185$  [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 456$  [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,y} = 34$  [mm] Stiffness coeff. of compressed concrete [Table 6.11]

$l_{eff} = 794$  [mm] Effective length for a single bolt for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 136$  [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 7$  [mm] Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension [Table 6.11]

$L_b = 257$  [mm] Effective anchorage depth [Table 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 2$  [mm] Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension [Table 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,37$  Column slenderness [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 707159,13$  [kN\*m] Initial rotational stiffness [Table 6.12]

$S_{j,rig,y} = 828814,00$  [kN\*m] Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RIGID [5.2.2.5.(2)]

**Bending moment  $M_{j,Ed,z}$** 

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,z} = 58$  [mm] Stiffness coeff. of compressed concrete [Table 6.11]  
 $l_{eff} = 44$  [mm] Effective length for a single bolt for mode 2 [6.2.6.5]  
 $m = 11$  [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]  
 $k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$   
 $k_{15,z} = 379$  [mm] Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension [Table 6.11]  
 $L_b = 257$  [mm] Effective anchorage depth [Table 6.11]  
 $k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$   
 $k_{16,z} = 2$  [mm] Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension [Table 6.11]  
 $\lambda_{0,z} = 0,65$  Column slenderness [5.2.2.5.(2)]  
 $S_{j,ini,z} = 1341026,90$  [kN\*m] Initial rotational stiffness [6.3.1.(4)]  
 $S_{j,rig,z} = 271643,40$  [kN\*m] Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]  
 $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$  RIGID [5.2.2.5.(2)]

#### WEAKEST COMPONENT:

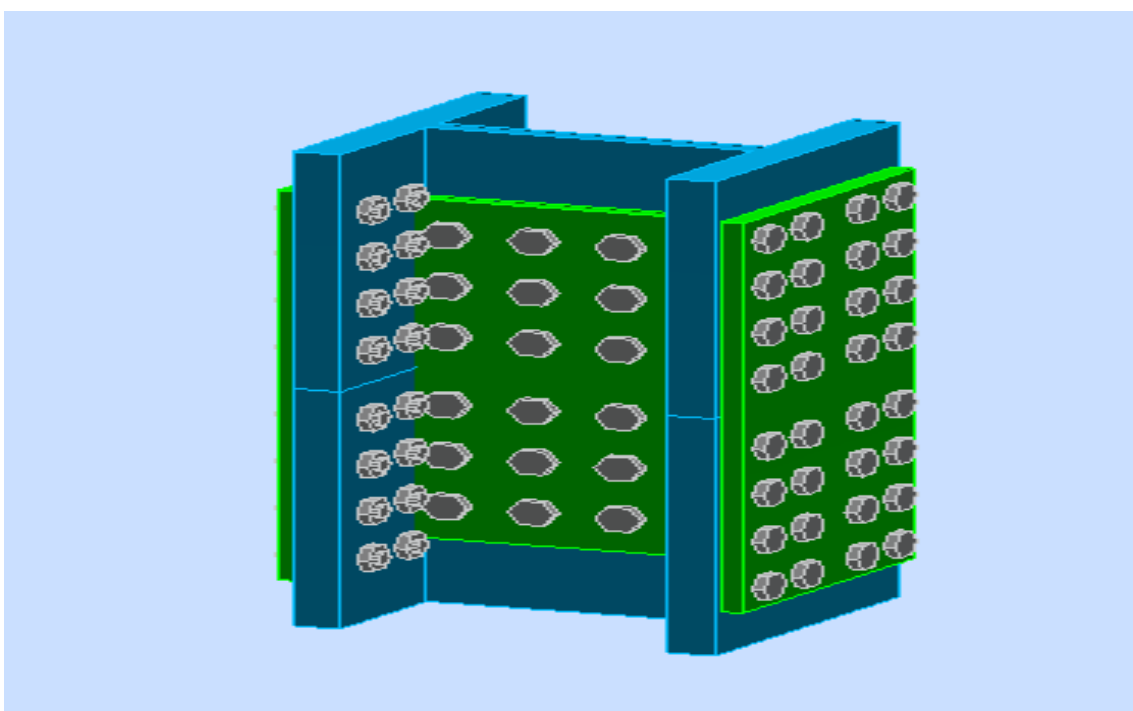
#### STIFFENER - HORIZONTAL WELDS

**Connection conforms to the code** Ratio 0,60

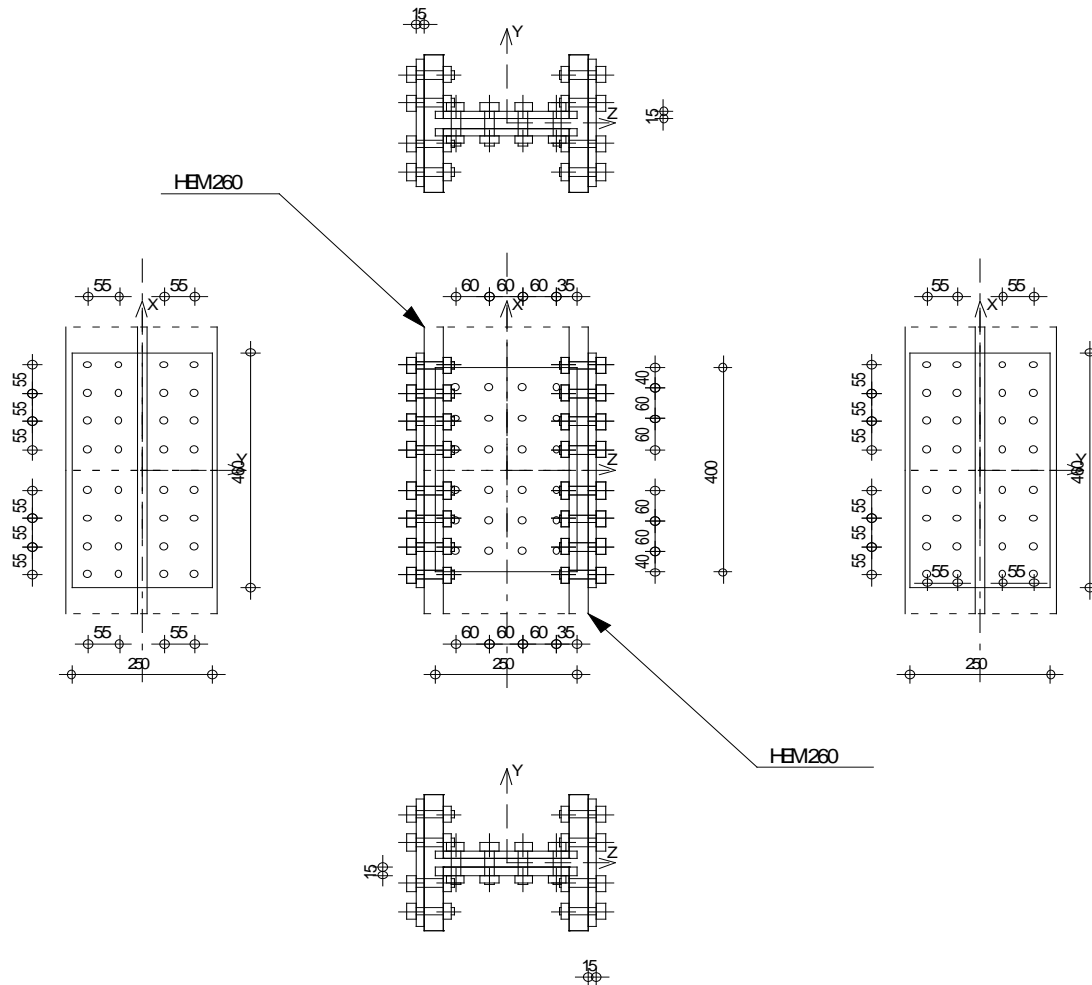
### 8.6 Σύνδεση διακοπής υποστυλώματος

Πρόκειται για μία συνηθισμένη σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας καθ' 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 HEM 260 χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες διαμέτρου M16 και κλάσης ποιότητας 10.9.

Η κρισιμότερη σύνδεση διακρίνεται στο πρώτο πλαίσιο κατά τη διεύθυνση X, μεταξύ δευτέρου και τρίτου ορόφου, στο δεύτερο άνοιγμα εξ δεξιών.



Σχήμα 8.14 Τρισδιάστατη απεικόνιση αποκατάστασης συνέχειας υποστυλώματος



Σχήμα 8.15 Σχέδια αποκατάστασης συνέχειας υποστυλώματος

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	OK
<b>Calculation of the column-to-column splice connection</b>	Ratio
EN 1993-1-8:2005/AC:2009	<b>0,93</b>

**LOWER AND UPPER COLUMN**

Section: HEM 260  
 Material: S275  
 Material: S275

Connection no.: 5  
 Connection name: DIAKOPH YPOST

**SPLICE PLATE**

Type: bilateral  
 $l_{pw} = 400$  [mm] Plate length  
 $h_{pw} = 250$  [mm] Plate height



Type: bilateral

$l_{pw} = 400$  [mm] Plate length  
 $t_{pw} = 15$  [mm] Plate thickness

Material: S275

#### RIGHT AND LEFT EXTERNAL PLATE

$l_{pe} = 460$  [mm] Plate length  
 $h_{pe} = 250$  [mm] Plate height  
 $t_{pe} = 15$  [mm] Plate thickness

Material: S275

#### UPPER AND 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  
 $e_1 = 35$  [mm] Level of first bolt  
 $p_2 = 60$  [mm] Horizontal spacing  
 $p_1 = 60$  [mm] Vertical spacing

#### BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN RIGHT AND LEFT FLANGE

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

Connection category A

Class = 10.9 Bolt class  
 $n_h = 2$  Number of bolt columns  
 $n_v = 4$  Number of bolt rows  
 $e_1 = 40$  [mm] Level of first bolt  
 $p_2 = 55$  [mm] Horizontal spacing  
 $p_1 = 55$  [mm] Vertical spacing

#### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,00$  Partial safety factor [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Partial safety factor [2.2]

#### LOADS

---

Case: Manual calculations.

#### ULTIMATE LIMIT STATE

$N_{Ed1} = -3500,00$  [kN] Axial force  
 $V_{y,Ed1} = 10,00$  [kN] Shear force  
 $V_{z,Ed1} = 60,00$  [kN] Shear force  
 $M_{y,Ed1} = 90,00$  [kN\*m] Bending moment




## ULTIMATE LIMIT STATE

$N_{Ed1} = -3500,00$ [kN]	Axial force
$M_{Vz,Ed1} = 6,00$ [kN*m]	Bending moment
$N_{Ed2} = -3500,00$ [kN]	Axial force
$V_{y,Ed2} = 10,00$ [kN]	Shear force
$V_{z,Ed2} = 60,00$ [kN]	Shear force
$M_{y,Ed2} = 90,00$ [kN*m]	Bending moment
$M_{Vz,Ed2} = 6,00$ [kN*m]	Bending moment

## RESULTS

Results for one side of connection (geometry and loads are symmetrical)

### Axial force

Plate	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	EQUIVALENT FORCES $N_i$ [kN]	EQUIVALENT FORCES $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Resultant force $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 75,00$	-1750,00	-	$N_{Ed,pw} = -1750,00$
	$A_{pfue} = 37,50$	-875,00	241,12	$N_{Ed,pfue} = -633,88$
	$A_{pfle} = 37,50$	-875,00	-241,12	$N_{Ed,pfle} = -1116,12$



$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

### Shear force Z




Plate	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{zEd,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 75,00$	$V_{z,Ed,pw} = 60,00$

### Shear force Y

Plate	$A_{y,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 37,50$	$V_{y,Ed,fupe} = 5,00$
	$A_{y,flpe} = 37,50$	$V_{y,Ed,flpe} = 5,00$



$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

### Bending moment Y

Plate	$I_{y,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	EQUIVALENT FORCES $M_{y,i}$ [kN*m]	Resultant force $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 3906,25$	16,46	$M_{y,Ed,pw} = 16,46$
	$I_{y,pfue} = 8728,13$	36,77	-
	$I_{y,pfle} = 8728,13$	36,77	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

### Bending moment Z

Plate	$I_{z,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 1953,13$	$M_{z,Ed,pfue} = 3,00$
	$I_{z,pfle} = 1953,13$	$M_{z,Ed,pfle} = 3,00$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

## BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE COLUMN WEB

### BOLT CAPACITIES

$$F_{v,Rd} = 193,0 \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt}$$

$$= \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m}{\gamma_{M2}}$$

#### Bolt bearing on the column web

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0,74 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 183,47 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 213,28 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

#### Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0,74 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 305,78 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 267,56 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

### ULTIMATE LIMIT STATE

#### Bolt shear

$$e_0 = 100 \text{ [mm]} \quad \text{Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group}$$

$$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c - 1) \cdot p_2)$$

$$M_y = 22,4 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Real bending moment}$$

$$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$$

$$F_{x,N} = 145,83 \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction}$$

$$F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{z,Vz} = 5,00 \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the shear force } V_z \text{ on the z direction}$$

$$F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$$

$$F_{x,M} = 24,4 \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment } M_y \text{ on the x direction}$$

$$F_{x,M} = |M_y| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{z,M} = 16,2 \text{ [kN]} \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment } M_y \text{ on the z direction}$$

$$F_{z,M} = |M_y| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 170,24 \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction x}$$

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

$$F_{z,Ed} = 21,2 \text{ [kN]} \quad \text{Design total force in a bolt on the direction z}$$

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

$e_0 = 100$	[mm Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group]	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c-1) \cdot p_2)$
$F_{Ed} = 171,57$	[kN] Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rd,x} = 183,47$	[kN] Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 213,28$	[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}$	$ 170,24  < 183,47$	verified (0,93)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 21,27  < 213,28$	verified (0,10)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$171,57 < 193,02$	verified (0,89)

### BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE COLUMN LEFT AND 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  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  Verified

$\alpha_{bx} = 0,74$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,74 > 0,00$  Verified

$F_{b,Rd1x} = 331,26$  [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

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  Verified

$\alpha_{by} = 0,72$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,72 > 0,00$  Verified

$F_{b,Rd1y} = 322,98$  [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  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  Verified

$\alpha_{bx} = 0,46$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,46 > 0,00$  Verified

$F_{b,Rd2x} = 95,56$  [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

$\alpha_{by} = 0,56$  Coefficient for calculation of  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  Verified

$F_{b,Rd2y} = 100,40$  [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

$e_0 = 123$  [mm Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group]  $e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r-1) \cdot p_1$

$M_z = 3,61$  [kN\* Real bending moment]  $M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed}$

$e_0 = 123$ =	[mm m]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r_1) \cdot p_1$ $, p_f \cdot e_0$
$F_{x,N} = 70,5$ =	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction	$F_{x,N} =  N_{Ed,pf}  / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,31$ =	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force Vy on the y direction	$F_{y,Vy} =  V_{y,Ed,pf}  / n_b$
$F_{x,Mz} = 2,36$ =	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment Mz on the x direction	$F_{x,Mz} =  M_z  \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 2,05$ =	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment Mz on the y direction	$F_{y,Mz} =  M_z  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 68,1$ =	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 2,36$ =	[kN]	Design total force in a bolt on the direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 68,2$ =	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 95,5$ =	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 100,4$ =	[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}$			verified (0,71)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$			verified (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			verified (0,71)

### 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		30,96	20,70	60,00 (*1)	847,60 (*)	0,07	verified

(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

#### SPLICE PLATE

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		22,80	17,25	30,00 (*1)	658,70 (*)	0,05	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 AND LEFT EXTERNAL PLATE

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		19,05	19,05	5,00 (*1)	630,12 (*)	0,01	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

$A_t = 89,57 \text{ [cm}^2\text{]}$	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 53,21 \text{ [cm}^2\text{]}$	Net area of the section in tension	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		$0,53 < 0,80$
$W = 2159,10 \text{ [cm}^3\text{]}$	Elastic section modulus	
$W_{net} = 2159,10 \text{ [cm}^3\text{]}$	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 593,75 \text{ [kN*m]}$	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$		$ 90,00  < 593,75$ Verified (0,15)
$A_v = 52,20 \text{ [cm}^2\text{]}$	Effective section area for shear	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} = 39,24 \text{ [cm}^2\text{]}$	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} = 828,79 \text{ [kN]}$	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_{yp})/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$		$ 60,00  < 828,79$ Verified (0,07)

## SPLICE PLATE

$A_t = 37,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 26,70 \text{ [cm}^2\text{]}$	Net area of the section in tension	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		$0,64 < 0,80$
$W = 156,25 \text{ [cm}^3\text{]}$	Elastic section modulus	
$W_{net} = 117,14 \text{ [cm}^3\text{]}$	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 32,21 \text{ [kN*m]}$	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$		$ 11,23  < 32,21$ verified (0,35)
$A_v = 37,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Effective section area for shear	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} = 26,70 \text{ [cm}^2\text{]}$	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} = 595,39 \text{ [kN]}$	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_{yp})/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$		$ 30,00  < 595,39$ Verified (0,05)

## RIGHT AND LEFT EXTERNAL PLATE

$A_t = 37,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 26,70 \text{ [cm}^2\text{]}$	Net area of the section in tension	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		$0,64 < 0,80$
$W = 156,25 \text{ [cm}^3\text{]}$	Elastic section modulus	
$W_{net} = 110,12 \text{ [cm}^3\text{]}$	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 30,28 \text{ [kN*m]}$	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$		$ 3,00  < 30,28$ Verified (0,10)
$A_v = 37,50 \text{ [cm}^2\text{]}$	Effective section area for shear	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} = 26,70 \text{ [cm}^2\text{]}$	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} = 595,39 \text{ [kN]}$	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_{yp})/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$		$ 5,00  < 595,39$ Verified (0,01)

Connection conforms to the code

Ratio	0,93
-------	------

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9<sup>ο</sup> ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός δίδυμου δεκαόροφου μεταλλικού κτηρίου , καθώς και της συνδεόμενης πεζογέφυρας. Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτηρίου γίνεται, τόσο με βάση την επάρκεια σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μια λειτουργική νοσοκομειακή μονάδα για την κάλυψη των προβλεπόμενων αναγκών. Από την μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή μας είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού και παράλληλα τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν, βρέθηκαν εντός των προβλεπόμενων από τους κανονισμούς ορίων.

Ο φορέας για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων ( κυρίως σεισμικών ) λειτουργεί κατά τη μία διεύθυνση(X) πλαισιακά με συντελεστή συμπεριφοράς  $q_x = 5$  , ενώ κατά την άλλη διεύθυνση(Y) ενεργοποιούνται οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας με  $q_y = 4,5$ . Αξίζει να σημειωθεί η σημασία των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας , καθώς μόνο μικρός αριθμός μελών είναι ικανός να παραλάβει τα σεισμικά φορτία , μέσω αξονικής.

Όσον αφορά τη διαστασιολόγηση , οι κρίσιμοι έλεγχοι για τα υποστυλώματα, τα χιαστί και τις δοκούς κατά την πλαισιακή λειτουργία προέκυψαν από τους κύριους σεισμικούς συνδυασμούς. Οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις υπόλοιπες δοκούς και διαδοκίδες ήταν αυτοί που προέκυψαν από τους συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια δράση το κινητό φορτίο (Q).

Επιπλέον , εκτελέστηκε η μη γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδος ανάλυσης ( Push Over ) κατά την οποία επιβλήθηκαν ψευδοστατικά οριζόντια φορτία κατά τη πλαισιακή διεύθυνση. Παρατηρήθηκε η δημιουργία μηχανισμού δοκών και πλαστικών αρθρώσεων μόνο στη βάση των υποστυλωμάτων. Έτσι , αποφεύχθηκε η δημιουργία μηχανισμού ορόφου και ενδεχόμενης κατάρρευσης της κατασκευής.

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.

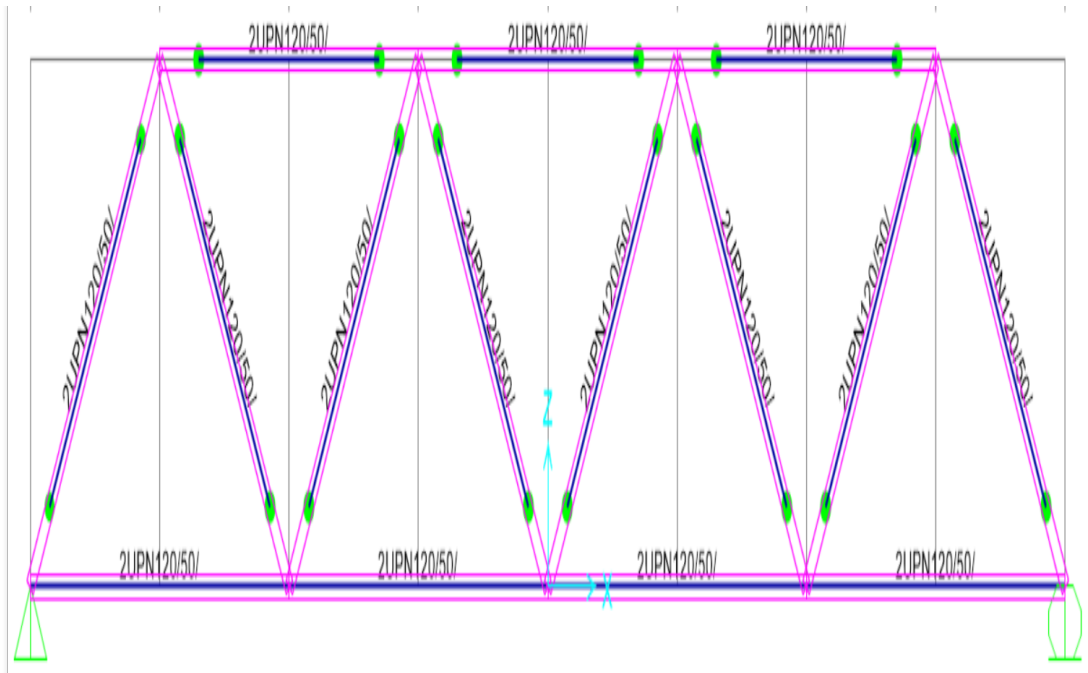
Τέλος, σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν κάποιες χαρακτηριστικές και βασικές συνδέσεις με το λογισμικό Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 , το οποίο είναι ίσως ένα από τα καλύτερα και πιο λεπτομερή λογισμικά σε αυτό τον τομέα. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί πως και το λογισμικό Etabs είναι ένα εξαιρετικό και εύχρηστο λογισμικό για το σχεδιασμό και τη μελέτη κτηριακών έργων , παρέχοντας μεγάλη γκάμα λύσεων σε σχεδόν κάθε σύγχρονη απαίτηση.

## BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

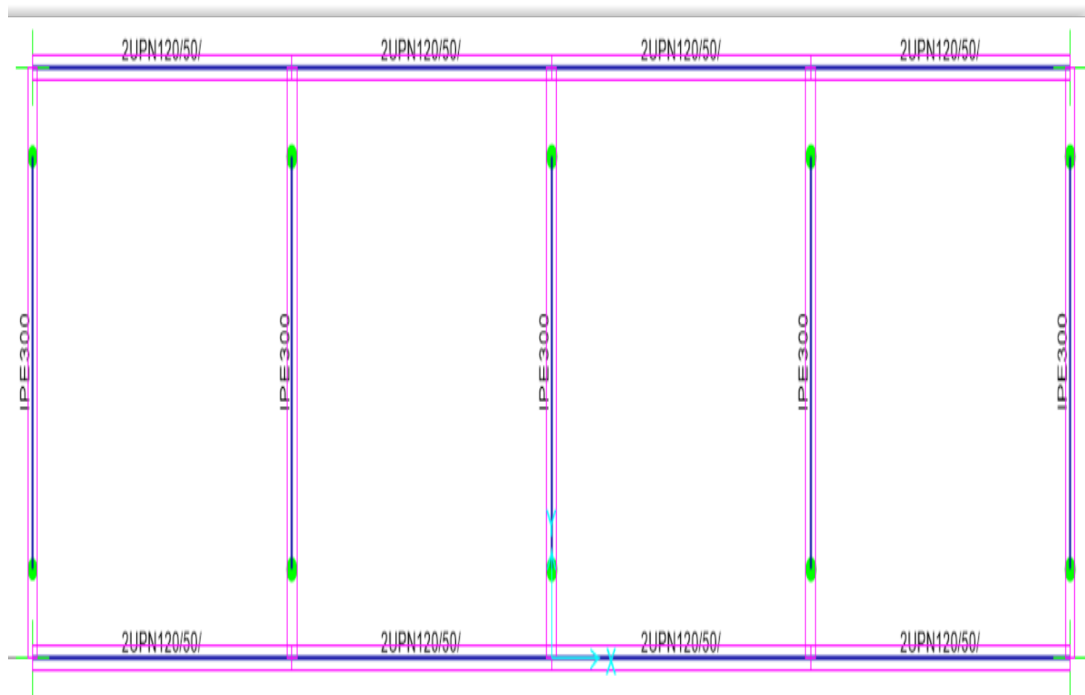
1. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2013
2. Ι. Βάγιας, «Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση >>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2003
3. Ι. Βάγιας, «ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2001 (Ανατύπωση 2006)
4. Ι. Ερμόπουλος, «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών – Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
5. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, Χ. Γαντές «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, Χ. Γαντές «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
7. Μαθήματα Σιδηρών κατασκευών Ι και ΙΙ, «Τυπολόγιο διαστασιολόγησης κατασκευών από χάλυβα, σύμφωνα με τους ευρωκώδικες EN 1993-1-1 και EN 1992-1-8»
8. Ι.Θ. Κατσικαδέλης, «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών>>, Εκδόσεις Συμμετρία 2012
9. Κ. Αναστασιάδη, «Αντισεισμικές κατασκευές Ι>>, Εκδόσεις Ζήτη 2001
10. Κολιόπουλος Π, Μανώλης Γ, «Δυναμική των Κατασκευών με Εφαρμογές στην Αντισεισμική Μηχανική>>, Εκδόσεις Γκιούρδας 2010
11. Anil K. Chopra, «Δυναμική των κατασκευών, 3<sup>η</sup> έκδοση >>, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
12. Παπαδρακάκης Μ, «Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων Σύγχρονες Μέθοδοι>>, Εκδόσεις Ε.Μ.Π. 1996
13. Ψυχάρης Ι, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα 9ου εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία ΙΙ
14. Chopra, A., Goel, R.: A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: summary and evaluation, Fifth National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 2003
15. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples presented at the Workshop “EC 8: Seismic Design of Buildings”, Lisbon, 10-11 Feb. 2011, JRC
16. ASCE, «Facts for Steel Buildings number 3, Earthquakes and Seismic Design>>
17. FEMA 440, «Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures>>, June 2005
18. FEMA P-751, «2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions :Design Examples >>, September 2012
19. American Technology Council (196), ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building
20. ASCE STANDARD ASCE/SEI 41-13 «Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings>>







Σχήμα 2 Όψη πεζογέφυρας

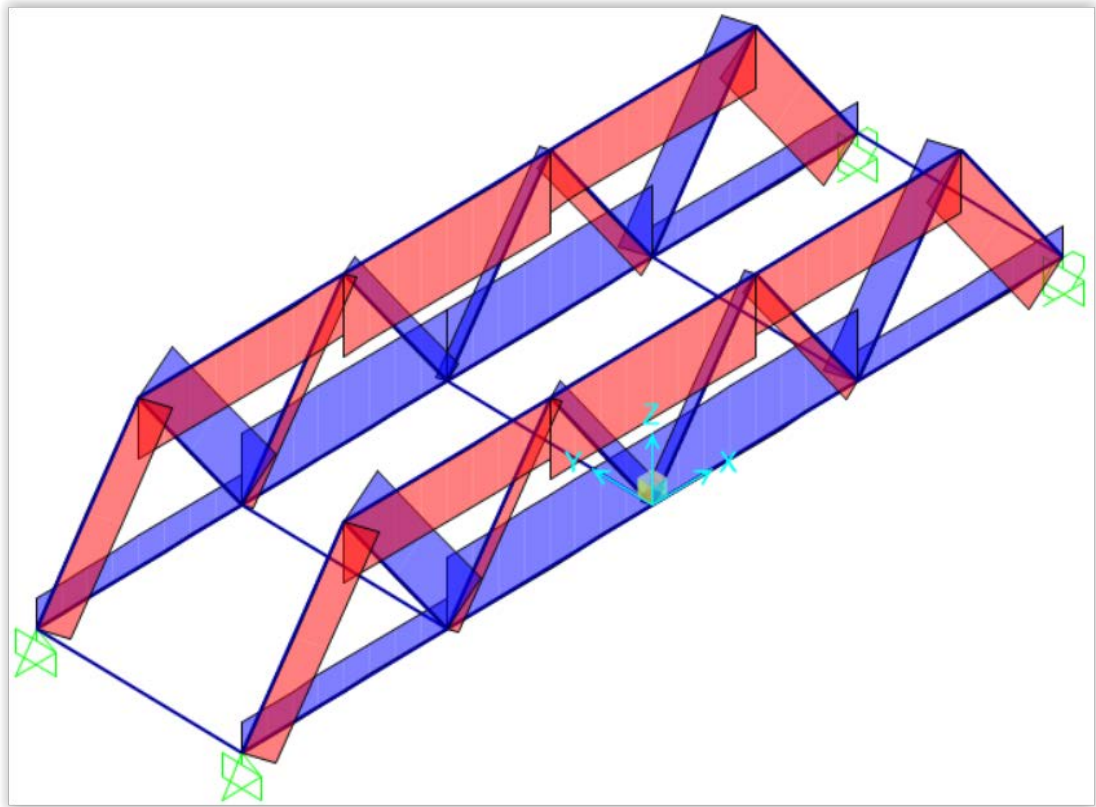


Σχήμα 3 Κάτοψη πεζογέφυρας

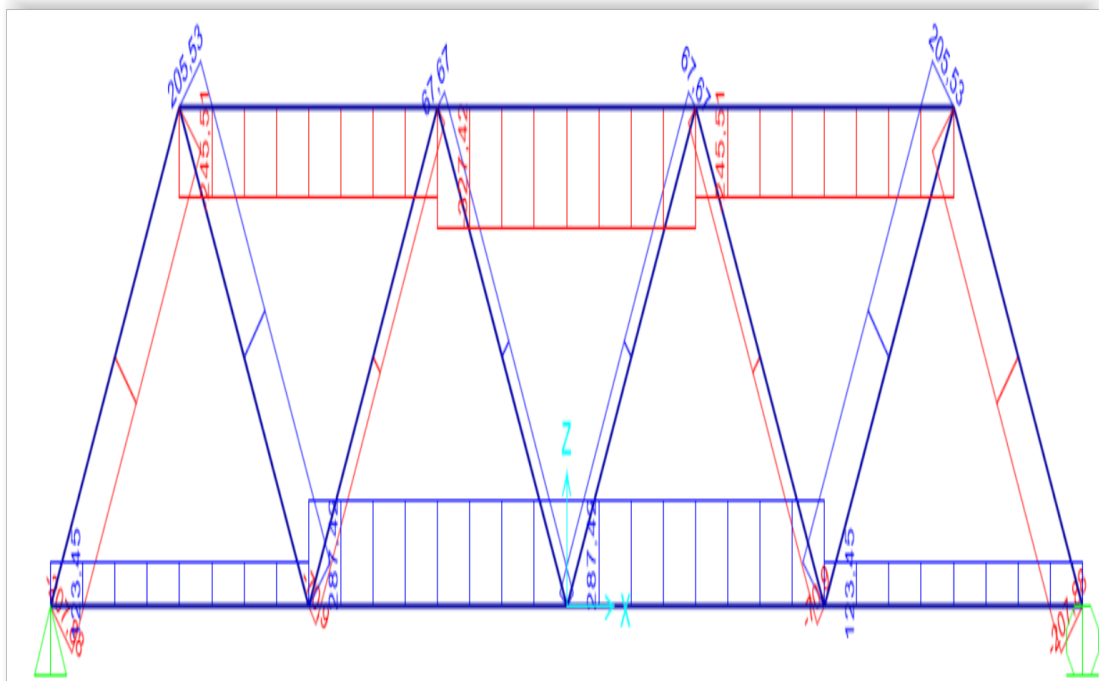
Ο κρισιμότερος συνδυασμός για τα μέλη του δικτύματος 2UPN 120/50 , στην οριακή κατάσταση αστοχίας ήταν ο DSTL4 , ο οποίος είναι ο εξής :

$$" 1,35 * G + 1,5 * Q - 0,9 * W "$$

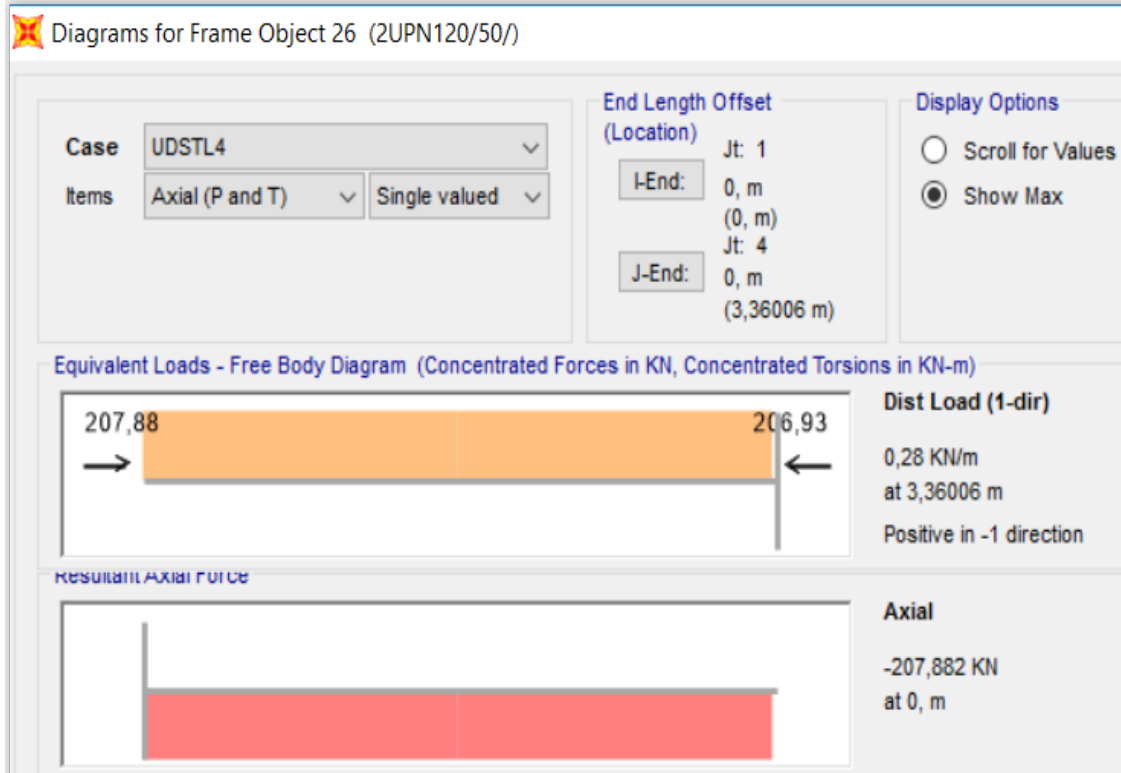
Παρακάτω παρουσιάζεται για τον συνδυασμό αυτό , το διάγραμμα αξονικών του δικτύματος καθώς και ο έλεγχος του κρισιμότερου μέλους του.



Σχήμα 4 Διαγράμματα αξονικών πεζογέφυρας

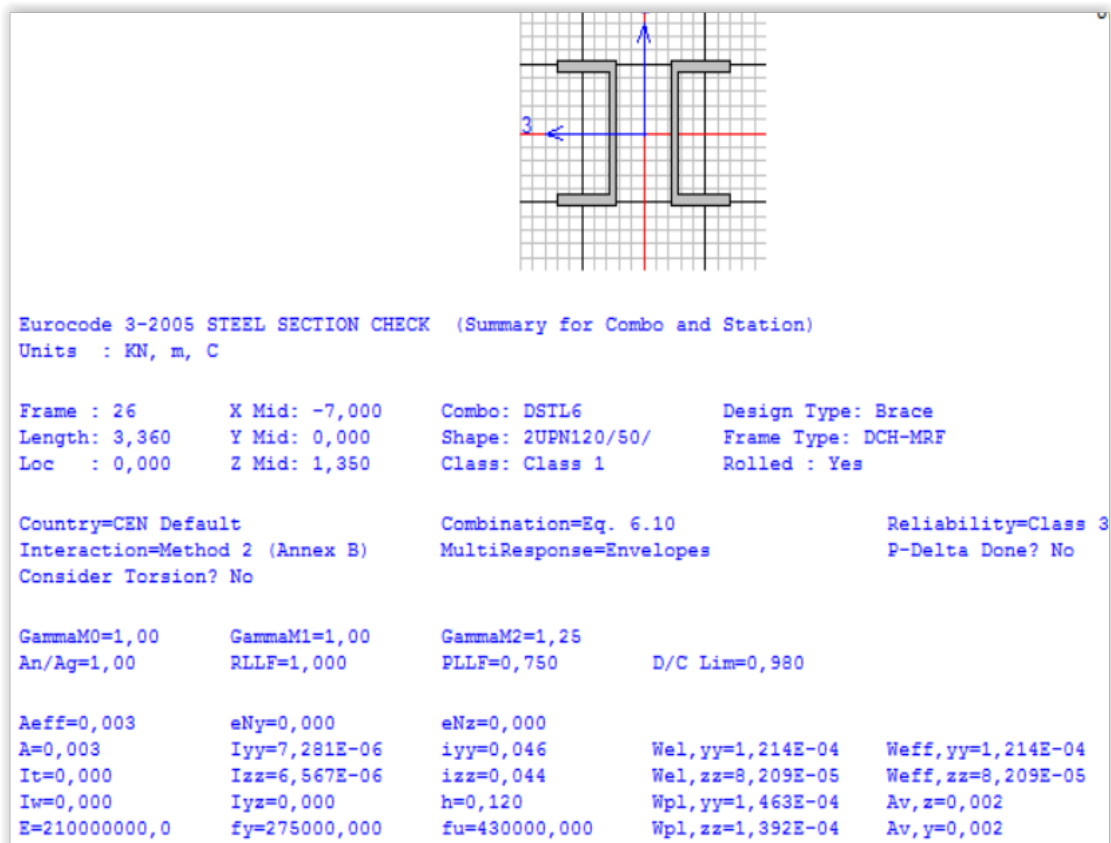


Σχήμα 5 Τιμές διαγράμματος αξονικών πεζογέφυρας



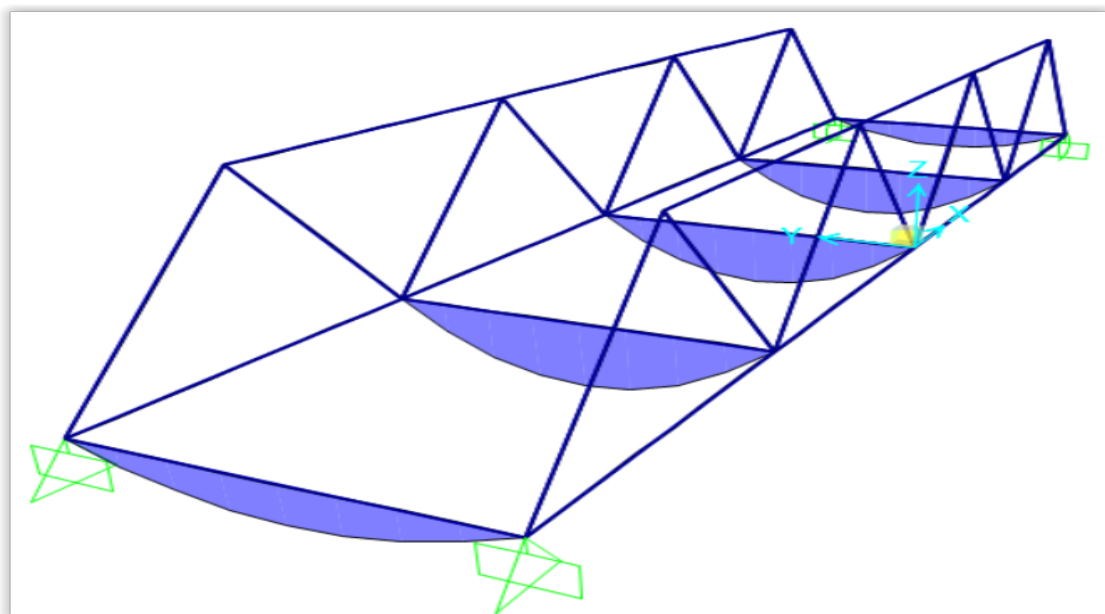
Σχήμα 6 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών μέλους 2UPN120/50

Τα αποτελέσματα ελέγχου του κρίσιμου αυτού μέλους 2UPN120/50 , παρουσιάζονται κάτωθι όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα SAP2000 v18.



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	
0,000	-167,598	0,000	30,142	-0,353	8,971	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))							
D/C Ratio:	0,967 = 0,179 + 0,000 + 0,787 < 0,980			OK			
	= (Ned/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd)			(EC3 6.2.1(7))			
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-167,598	933,900	933,900				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	933,900	1051,402	1903,245	1903,245	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	c	0,490	1336,645	0,836	1,005	0,640	597,371
MajorB(y-y)	c	0,490	1336,645	0,836	1,005	0,640	597,371
Minor (z-z)	c	0,490	1205,569	0,880	1,054	0,612	571,621
MinorB(z-z)	c	0,490	1205,569	0,880	1,054	0,612	571,621
Torsional TF	c	0,490	1903,245	0,700	0,868	0,724	676,503
MOMENT DESIGN							
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,000	0,296	40,233	40,233	40,233	29,610	
Minor (z-z)	30,142	30,142	38,280	38,280	38,280		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,562	0,796	0,736	1,316	127,274
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,119	0,432	0,963	0,720			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status		
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		
Major (z)	0,353	0,000	270,546	0,001	OK		
Minor (y)	8,971	0,000	312,462	0,029	OK		

Αντίστοιχα , τίθενται παρακάτω τα διαγράμματα ροπών των διαδοκίδων IPE300 , με κρισιμό συνδυασμό δράσεων τον DSTL2 : "1,35\*G + 1,5\*Q " .

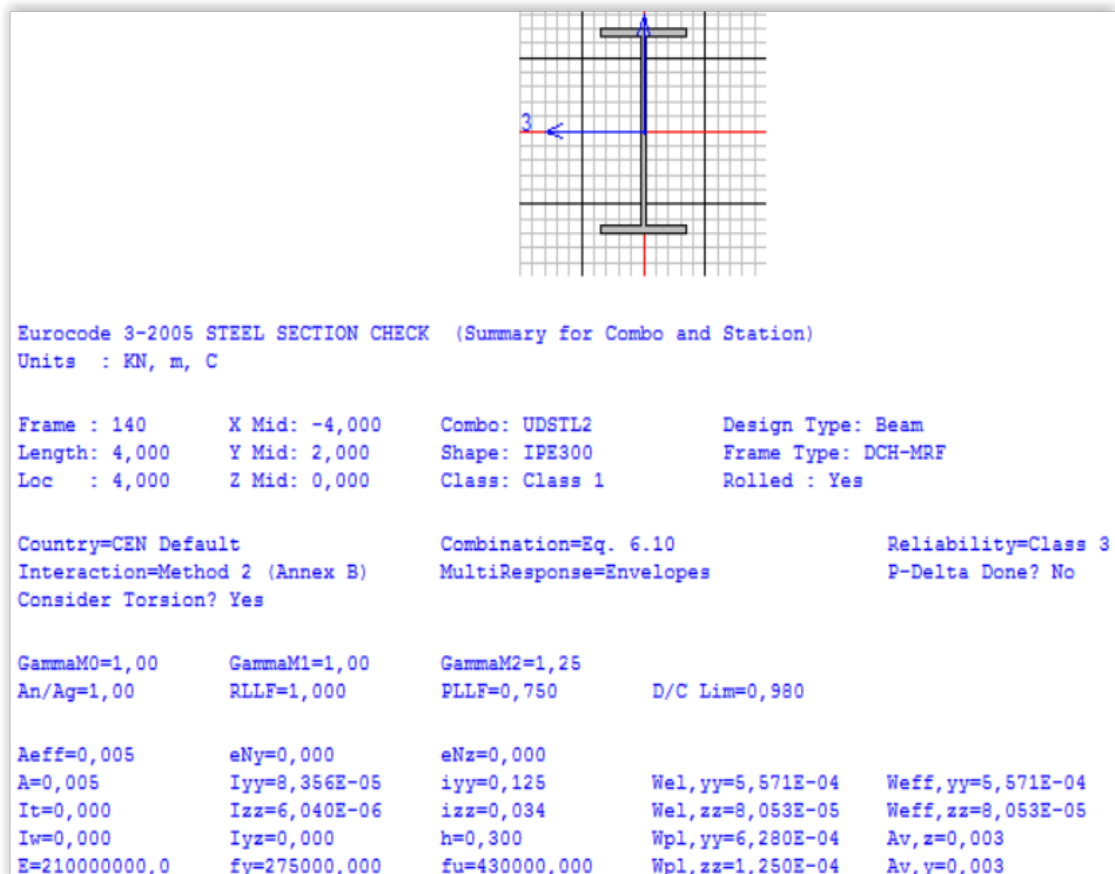


Σχήμα 7 Διάγραμμα ροπών διαδοκίδων IPE300



Σχήμα 8 Διάγραμμα εντατικών μεγεθών μέλους IPE300

Τα αποτελέσματα ελέγχου του κρίσιμου αυτού μέλους , παρουσιάζονται κάτωθι όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα SAP2000 v18.



PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 BS EN 1993-6 Annex A)  
D/C Ratio: 0,896 = 0,896 + 0,000 + 0,000 < 0,980 OK  
= (My,Ed)/(Chi\_LT My,Rk/GammaM1)  
+ Cmz (Mz,Ed + Mz,T,Ed)/(Mz,Rk/GammaM1)  
+ (Kw \* Kzw \* Kalpha) \* (Mw,Ed/(Mz,Rk/2.0\*GammaM1)) (EC3 BS EN Annex A)

**AXIAL FORCE DESIGN**

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	0,000	1479,500	1479,500

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1479,500	1665,648	1948,088	1948,088	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	10824,242	0,370	0,586	0,961	1421,195
MajorB(y-y)	a	0,210	10824,242	0,370	0,586	0,961	1421,195
Minor (z-z)	b	0,340	782,413	1,375	1,645	0,392	580,537
MinorB(z-z)	b	0,340	782,413	1,375	1,645	0,392	580,537
Torsional TF	b	0,340	1948,088	0,871	0,994	0,679	1005,280

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	0,000	105,518	172,700	172,700	172,700	117,759
Minor (z-z)	0,000	0,000	34,375	34,375	34,375	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,977	1,058	0,682	1,136	181,052

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,950	0,600	1,000	1,000

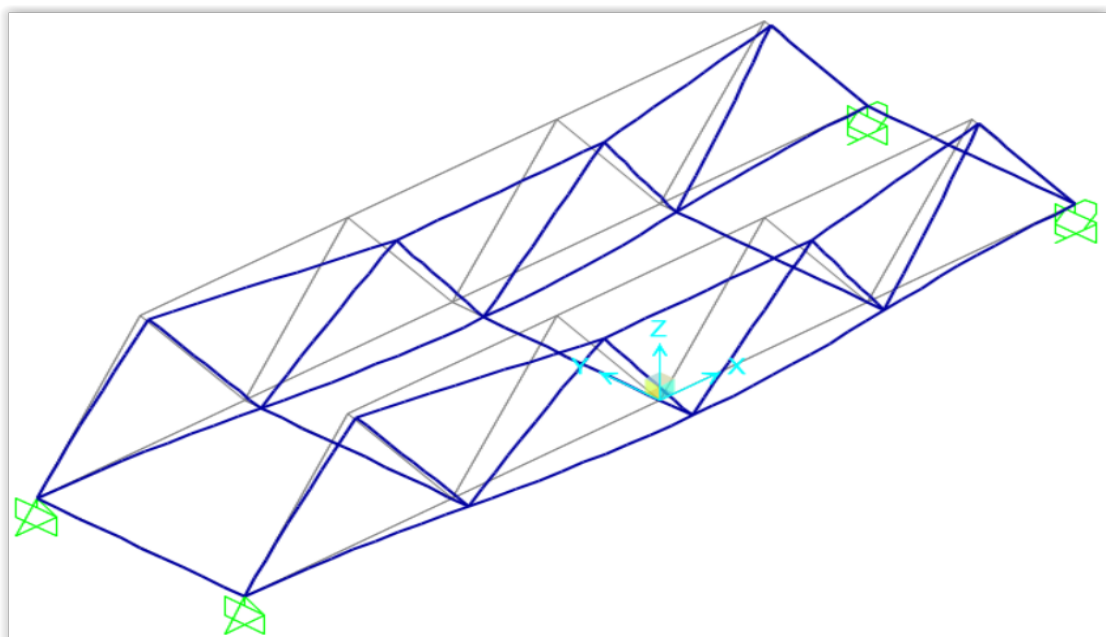
**SHEAR DESIGN**

	Ved Force	Ted Torsion	Vpl,Rd Capacity	Reduction Factor	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	105,518	0,000	407,561	1,000	0,259	OK
Minor (y)	0,000	0,000	540,130	1,000	0,000	OK

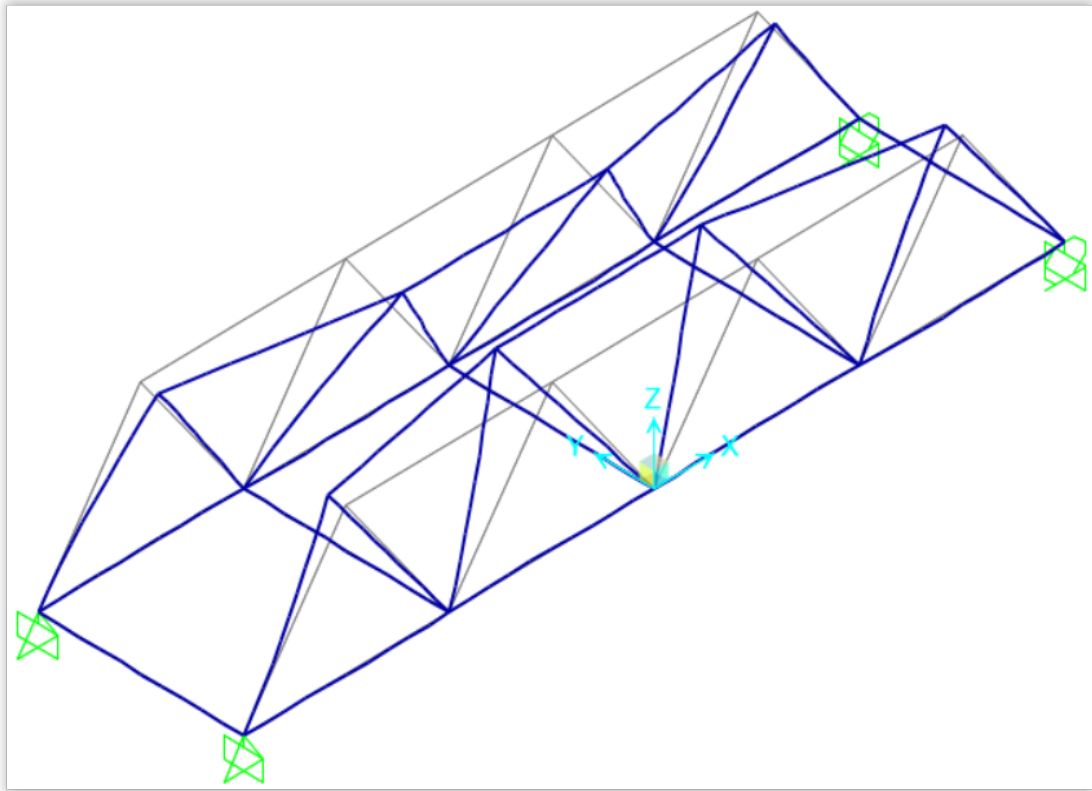
  

	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	407,561	1,200	0,491

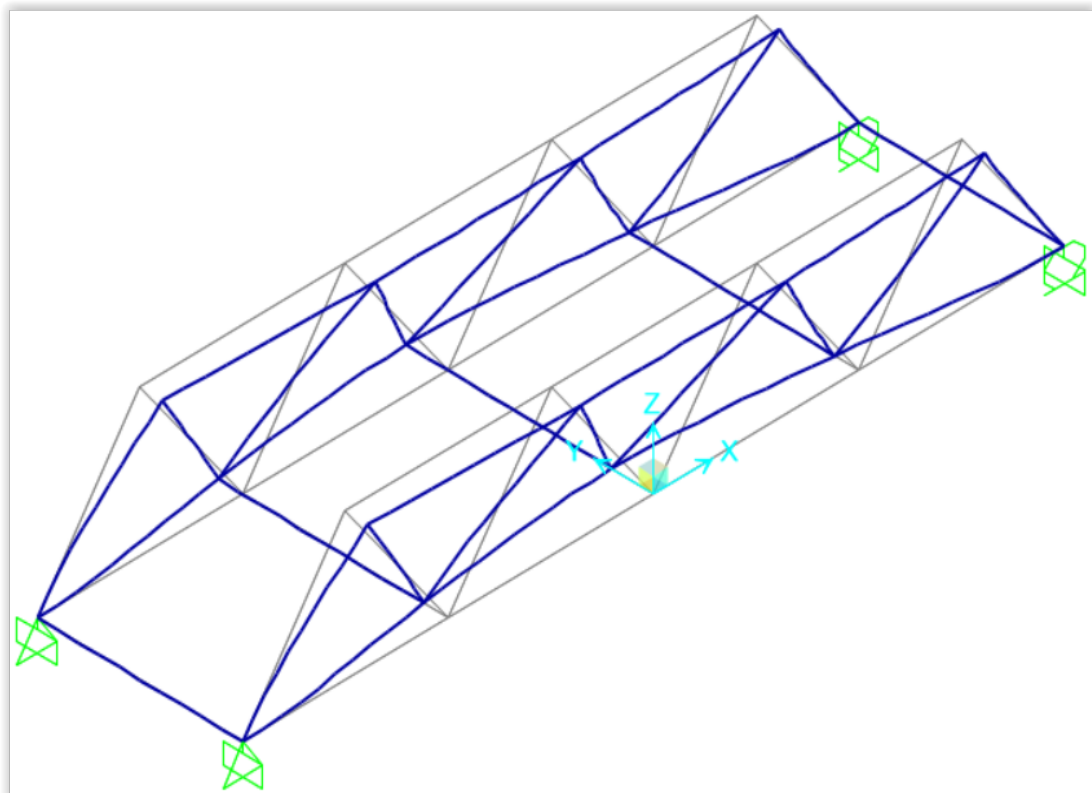
Τέλος , παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης της πεζογέφυρας για τις 2 πρώτες ιδιομορφές.



Σχήμα 9 Πρώτη ιδιομορφή  $T_1 = 0,72862$  sec



Σχήμα 10 Δεύτερη ιδιομορφή  $T_2 = 0,52374 \text{ sec}$



Σχήμα 11 Τρίτη ιδιομορφή  $T_3 = 0,38032 \text{ sec}$



Case	Number	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,728621	0	0,74267	0	0	0,74267	0
MODAL	2	0,523738	0	0	0	0	0,74267	0
MODAL	3	0,380323	0	0,02713	0	0	0,76981	0
MODAL	4	0,321554	0	0	0	0	0,76981	0
MODAL	5	0,285401	0	0	0	0	0,76981	0
MODAL	6	0,194702	0	0	0	0	0,76981	0
MODAL	7	0,187921	0	0	0	1,47E-20	0,76981	0
MODAL	8	0,187632	0	0	0	1,58E-20	0,76981	0
MODAL	9	0,185498	1,09E-20	0,19722	0	2,67E-20	0,96703	0
MODAL	10	0,164801	0	0	0	2,67E-20	0,96703	0
MODAL	11	0,116518	0	0,03297	0	2,67E-20	1	0
MODAL	12	0,043776	0,05817	0	0,354	0,05817	1	0,354
MODAL	13	0,043776	0,07037	0	0,42823	0,12853	1	0,78223
MODAL	14	0,021335	0,63657	0	0,08447	0,76511	1	0,8667
MODAL	15	0,021335	0,15098	0	0,02003	0,91609	1	0,88673
MODAL	16	0,013945	0,01957	0	0,00261	0,93565	1	0,88934
MODAL	17	0,013945	0,00151	0	0,0002	0,93716	1	0,88954
MODAL	18	0,008666	0,00016	0	0,02348	0,93732	1	0,91302
MODAL	19	0,008666	0,00018	2,11E-20	0,02625	0,9375	1	0,93927
MODAL	20	0,007486	0,02972	0	0,00121	0,96722	1	0,94048
MODAL	21	0,007486	0,01456	6,62E-20	0,00059	0,98178	1	0,94108
MODAL	22	0,005911	1,18E-05	1,84E-19	1,36E-07	0,98179	1	0,94108
MODAL	23	0,005911	5,99E-05	1,42E-20	6,88E-07	0,98185	1	0,94108
MODAL	24	0,005523	0,0019	1,99E-20	0,00091	0,98375	1	0,94198
MODAL	25	0,005523	4,77E-05	0	2,29E-05	0,9838	1	0,94201
MODAL	26	0,005251	4,95E-06	2,06E-20	1,41E-05	0,9838	1	0,94202
MODAL	27	0,005251	8,84E-08	0	2,53E-07	0,9838	1	0,94202
MODAL	28	0,004479	0,00501	0	0,04679	0,98881	1	0,98881
MODAL	29	0,004479	9,59E-05	0	0,0009	0,98891	1	0,98971
MODAL	30	0,004428	2,62E-16	0	2,38E-16	0,98891	1	0,98971
MODAL	31	0,004427	1,68E-18	0	2,02E-17	0,98891	1	0,98971
MODAL	32	0,004425	6,82E-17	0	2,37E-18	0,98891	1	0,98971
MODAL	33	0,004057	0,00189	0	0,00033	0,9908	1	0,99004
MODAL	34	0,004057	0,00035	0	6,13E-05	0,99115	1	0,9901
MODAL	35	0,003992	0,0036	0	3,68E-05	0,99475	1	0,99014
MODAL	36	0,003992	4,19E-06	0	4,29E-08	0,99475	1	0,99014

Πίνακας 1 Συμμετοχή μεταφορικών ιδιομορφών

Case	Number	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,728621	0,02746	0	0	0,02746	0	0
MODAL	2	0,523738	0	0	0	0,02746	0	0
MODAL	3	0,380323	0,26771	0	0	0,29517	0	0
MODAL	4	0,321554	0	0	0,31301	0,29517	0	0,31301
MODAL	5	0,285401	0	0	0	0,29517	0	0,31301
MODAL	6	0,194702	0	8,86E-20	0,08834	0,29517	8,87E-20	0,40135
MODAL	7	0,187921	0	2,4E-20	0	0,29517	1,13E-19	0,40135
MODAL	8	0,187632	0	0	0	0,29517	1,21E-19	0,40135
MODAL	9	0,185498	0,01478	1,35E-19	0	0,30995	2,56E-19	0,40135
MODAL	10	0,164801	0	0	0,35232	0,30995	2,56E-19	0,75367
MODAL	11	0,116518	0,00696	0	0	0,31691	2,56E-19	0,75367
MODAL	12	0,043776	0,29252	3,49E-05	0,01733	0,60943	3,49E-05	0,771
MODAL	13	0,043776	0,24181	4,22E-05	0,01433	0,85124	7,7E-05	0,78533
MODAL	14	0,021335	0,01369	0,02059	0,03719	0,86493	0,02067	0,82252
MODAL	15	0,021335	0,0577	0,00488	0,15681	0,92263	0,02555	0,97933
MODAL	16	0,013945	0,00014	0,6155	0,00037	0,92277	0,64105	0,9797
MODAL	17	0,013945	0,00178	0,04735	0,00482	0,92455	0,68841	0,98452
MODAL	18	0,008666	0,01793	6,28E-05	4,52E-05	0,94248	0,68847	0,98457
MODAL	19	0,008666	0,01604	7,02E-05	4,04E-05	0,95852	0,68854	0,98461
MODAL	20	0,007486	0,0004	0,01627	0,00359	0,95892	0,70481	0,98819
MODAL	21	0,007486	0,00083	0,00797	0,00732	0,95975	0,71278	0,99551
MODAL	22	0,005911	4,7E-07	0,01167	1,48E-05	0,95975	0,72445	0,99553
MODAL	23	0,005911	9,26E-08	0,05921	2,91E-06	0,95975	0,78366	0,99553
MODAL	24	0,005523	1,56E-05	3,3E-05	1,18E-05	0,95977	0,7837	0,99554
MODAL	25	0,005523	0,00062	8,3E-07	0,00047	0,96039	0,7837	0,99601
MODAL	26	0,005251	1,73E-07	0,10824	2,18E-08	0,96039	0,89194	0,99601
MODAL	27	0,005251	9,66E-06	0,00193	1,22E-06	0,9604	0,89387	0,99601
MODAL	28	0,004479	0,00061	0,00243	2,36E-05	0,96101	0,8963	0,99603
MODAL	29	0,004479	0,03196	4,64E-05	0,00123	0,99297	0,89635	0,99727
MODAL	30	0,004428	1,05E-16	6,04E-16	3,54E-18	0,99297	0,89635	0,99727
MODAL	31	0,004427	1,56E-17	1,25E-16	1,88E-19	0,99297	0,89635	0,99727
MODAL	32	0,004425	2,72E-16	5,43E-16	9,11E-19	0,99297	0,89635	0,99727
MODAL	33	0,004057	4,18E-05	0,01114	8,66E-05	0,99301	0,90749	0,99735
MODAL	34	0,004057	0,00022	0,00207	0,00047	0,99324	0,90956	0,99782
MODAL	35	0,003992	2,93E-08	0,05368	1,03E-06	0,99324	0,96324	0,99782
MODAL	36	0,003992	2,52E-05	6,25E-05	0,00089	0,99326	0,9633	0,99871

Πίνακας 2 Συμμετοχή στροφικών ιδιομορφών