

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην Ελλάδα την τελευταία εικοσαετία παρατηρείται ραγδαία ανάπτυξη στη χρήση του χάλυβα ως δομικού στοιχείου σε έργα Πολιτικού Μηχανικού . Τα ιδιαίτερα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα (εξαιρετική αντοχή , μικρό βάρος) και η δυνατότητα μεγάλης ταχύτητας κατασκευής , τον καθιστούν άκρως ελκυστικό υλικό για την κατασκευαστική βιομηχανία .

Σε μια σεισμογενή χώρα επιπλέον , μεταλλικές κατασκευές με άψογη σεισμική συμπεριφορά , κερδίζουν ολοένα και περισσότερο έδαφος στην κατασκευαστική βιομηχανία .

Όπως κάθε υλικό όμως , έτσι και ο χάλυβας έχει μειονεκτήματα . Σημαντικότερο εκ των οποίων είναι η ευπάθειά του έναντι θερμικών φορτίων . Η αύξηση της θερμοκρασιακής φόρτισης ενός στοιχείου από χάλυβα , σημαίνει τόσο τη μείωση της αντοχής του , όσο και τη μείωση του μέτρου ελαστικότητάς του . Σε συνήθη έργα, σημαντικά θερμικά φορτία συναντάμε σε καταστάσεις πυρκαγιάς . Η παθογένεια αυτή αντιμετωπίζεται με τη χρήση πυροπροστασίας , είτε με τη μορφή πυράντοχης βαφής, ή με επένδυση από ανθεκτικά στην πυρκαγιά υλικά , προκαλώντας σημαντική αύξηση του κόστους εν τέλει της όλης κατασκευής .

Σκοπός της παρούσης εργασίας είναι η έρευνα μείωσης της πυροπροστασίας αντισεισμικών μεταλλικών κατασκευών και κατά συνέπεια η ελαχιστοποίηση του κόστους αυτών , χωρίς να τίθεται σε κίνδυνο η ευστάθεια του κτιρίου . Θα μελετηθούν αντισεισμικοί φορείς , με ικανοτικό σχεδιασμό .

Η ανάλυση των φορέων θα είναι μη γραμμική ελαστοπλαστική , με επιρροή φαινομένων P-δ και μεγάλων μετατοπίσεων (ανάλυση 3<sup>ης</sup> τάξης) .

Για τη στατική επίλυση και ανάλυση των φορέων θα χρησιμοποιηθεί το λογισμικό πρόγραμμα SAP 2000 v 14.2.0 , το οποίο υποστηρίζει τις υπολογιστικές μας απαιτήσεις .

Τα κτίρια που θα μελετηθούν είναι :

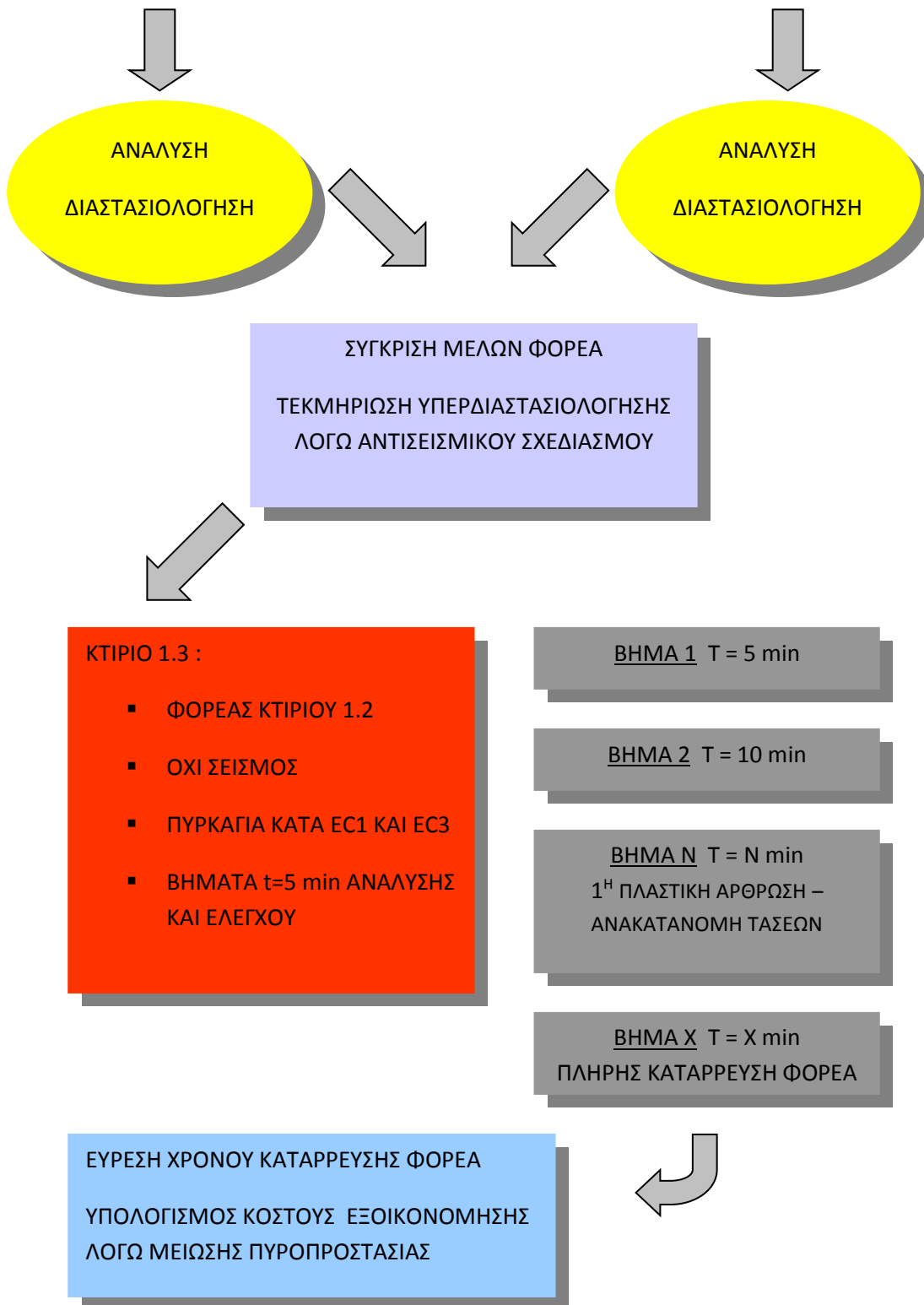
- ΚΤΙΡΙΟ 1 : μεταλλικό κτίριο χωρίς παρουσία πυροπροστασίας
- ΚΤΙΡΙΟ 2 : μεταλλικό κτίριο με πυροπροστασία
- ΚΤΙΡΙΟ 3 : μεταλλικό κτίριο με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτές κύριες δοκούς .
- ΚΤΙΡΙΟ 4 : κτίριο με ολόσωμα υποστυλώματα και σύμμικτες πλάκες
- ΚΤΙΡΙΟ 5 : θα μελετηθεί το κτίριο 1 για το σενάριο πυρκαγιάς λόγω βλαβών σε ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις , που προκλήθηκαν από σεισμό .

### ΚΤΙΡΙΟ 1.1 :

- ΟΧΙ ΣΕΙΣΜΟΣ
- ΟΧΙ ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ

### ΚΤΙΡΙΟ 1.2 :

- ΣΕΙΣΜΟΣ
- ΟΧΙ ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ



Σχήμα 1.1 : ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗΣ ΠΟΡΕΙΑΣ

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΩΣ ΔΟΜΙΚΟ ΥΛΙΚΟ

## 2.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η ιστορία της Ανθρωπότητας ξεκινάει με την Παλαιολιθική εποχή . Αυτή η περίοδος χαρακτηρίζεται από την κύρια χρήση κατάλληλα διαμορφωμένων λίθων (πέτρες) ως εργαλεία για τις κυριότερες εργασίες του προϊστορικού ανθρώπου . Ακολουθούν η Νεολιθική εποχή (8000 – 5000 π.Χ.) , η Εποχή του Μπρούντζου (3000 – 1200 π.Χ.) και η Εποχή του Σιδήρου (1200 π.Χ. – 200 μ.Χ.) .

Το όνομα έκαστης περιόδου της Ιστορίας προσδιορίζεται από την «τεχνολογική» μετάβαση του ανθρώπου σε καθημερινής χρήσης εργαλεία από υλικά ανθεκτικότερα , ευκολότερα στη διαμόρφωση , αποτελεσματικότερα και παραγωγικότερα . Η εξέλιξη από τον προϊστορικό στον αρχαίο άνθρωπο σηματοδοτείται από την ανακάλυψη της μεταλλουργίας . Σήμαινε αυτό το γεγονός την αλματώδη ανάπτυξη του ανθρώπου και τη σταδιακή πορεία του προς τις σημερινές μορφές παραγωγής και διαβίωσης .

Ιστορικές πηγές συγκλίνουν ότι η πρώτη εσκεμμένη παραγωγή τήγματος σιδήρου πραγματοποιήθηκε στις περιοχές του Καυκάσου , περί το 1500 π.Χ. . Νωρίτερα λαοί όπως οι Αιγύπτιοι είχαν κατασκευάσει αντικείμενα από σίδηρο , μετεωριτικής όμως προέλευσης , καθώς σε χημικές αναλύσεις διαπιστώθηκε παρουσία νικελίου (Ni) . Στο φλοιό της γης τα μεταλλεύματα σιδήρου δεν περιέχουν αυτή την πρόσμιξη .

Στον Ελλαδικό χώρο , η χρήση και η επεξεργασία σιδήρου αναφέρεται στα Ομηρικά Έπη . Είναι δυνατόν να συμπεράνουμε δηλαδή ότι ήταν γνωστή από τον 9<sup>ο</sup> – 8<sup>ο</sup> αιώνα π.Χ. . Επιπλέον είναι ιστορικά τεκμηριωμένο ότι η εισβολή κατά τη συγκεκριμένη περίοδο φύλων από το Βορρά και η ραγδαία κατάλυση των μυκηναϊκών βασιλείων , οφείλεται κατά ένα μεγάλο ποσοστό στην τεχνική ανωτερότητά τους , και ειδικά στη χρησιμοποίηση όπλων από σίδηρο (αντί από χαλκό) .

Η χρήση του σιδήρου στη συνέχεια των αιώνων παρέμεινε περιορισμένη εξαιτίας της αδυναμίας επεξεργασίας του με οικονομικά και ποσοτικά συμφέρουσες μεθόδους . Το μέγεθος των καμίνων ήταν μικρό και ο παραγόμενος σίδηρος σε πολτοειδή μορφή έπαιρνε την τελική μορφή του με σφυρηλάτηση . Το 550 π.Χ. στην Κίνα επετεύχθη πλήρης τήξη σιδήρου . Στον ευρωπαϊκό ωστόσο χώρο η τεχνολογία πλήρους τήξης διαδόθηκε στο τέλος του Μεσαίωνα (1300 – 1500 μ.Χ.) . Ως καύσιμο για την τήξη του μετάλλου , χρησιμοποιούσαν οι τεχνίτες ξυλάνθρακα .

Το 1709 στην Αγγλία , ο Abraham Darby I κατασκεύασε κάμινο που έκαιγε κωκ (καθαρός άνθρακας) για την επίτευξη της τήξης . Αυτή η μέθοδος , όντας εξαιρετικά οικονομική ήταν ένας παράγοντας που συνέβαλλε στην έκρηξη της Βιομηχανικής Επανάστασης . Ο παραγόμενος σίδηρος σε πλήρη τήξη , ονομάζεται χυτοσίδηρος . Χαρακτηριστικό του γνώρισμα είναι η υψηλή θλιπτική αντοχή . Αντίθετα η εφελκυστική του αντοχή είναι ιδιαίτερα χαμηλή , κυρίως λόγω της παρουσίας άνθρακα , που οδηγεί σε ψαθυρές μορφές αστοχίας .

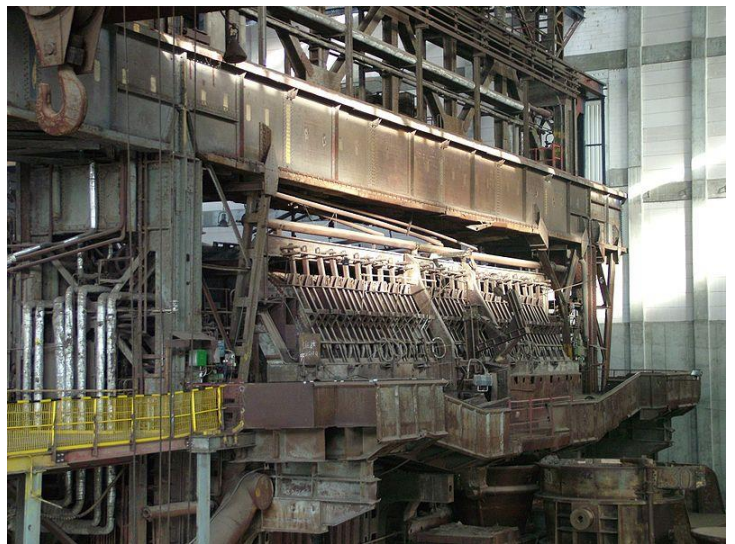
Επόμενος σταθμός στη χαλυβουργία , ήταν το 1790 και πάλι στην Αγγλία , όπου ο H.Cort ανέπτυξε κάμινο στην οποία η καύση του άνθρακα γινόταν δίπλα από το μέταλλευμα και η απομάκρυνση των ακαθαρσιών γινόταν με ανάδευση του τήγματος . Έτσι παρήχθη ο πολτοπαγής σφυρηλάτος σίδηρος , μια πολτοειδής μάζα .



Σημείο καμπής ήταν το 1850 , όταν ο Henry Bessemer ανέπτυξε και χρησιμοποίησε τους ομώνυμους μεταλλάκτες . Μειώνοντας το ποσοστό του άνθρακα στο σίδηρο , παρήγαγε χάλυβα . Ο χάλυβας είναι ένα όλκιμο υλικό υψηλής αντοχής .

Στη διπλανή εικόνα φαίνεται ένας τέτοιος εναλλάκτης .

Η ευρεία εφαρμογή του χάλυβα στις κατασκευές και στη ναυπηγική ξεκίνησε το 1880 , με την τελειοποίηση του μεταλλάκτη Siemens – Martin . Σήμερα ως πρώτη ύλη στις κατασκευές χρησιμοποιείται ουσιαστικά μόνο ο χάλυβας .

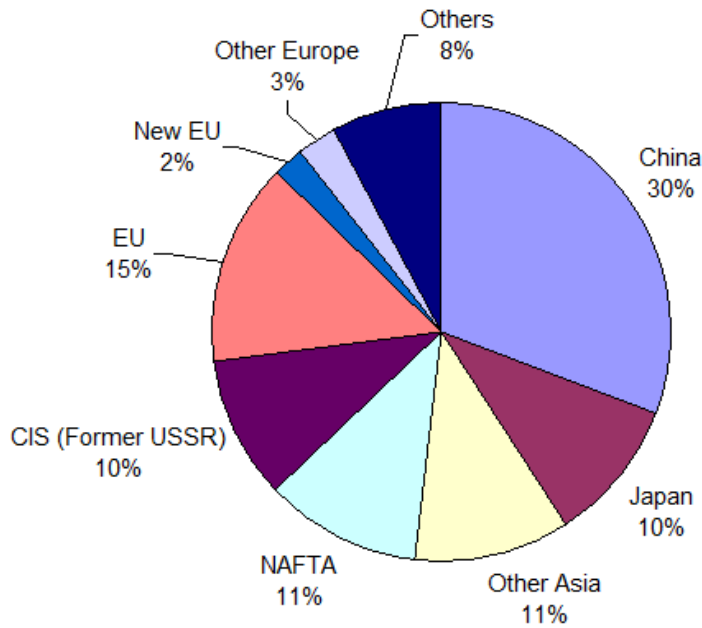


Εναλλάκτης Siemens – Martin

Σήμερα ως πρώτη ύλη στις σιδηρές κατασκευές χρησιμοποιείται ουσιαστικά μόνο ο χάλυβας .

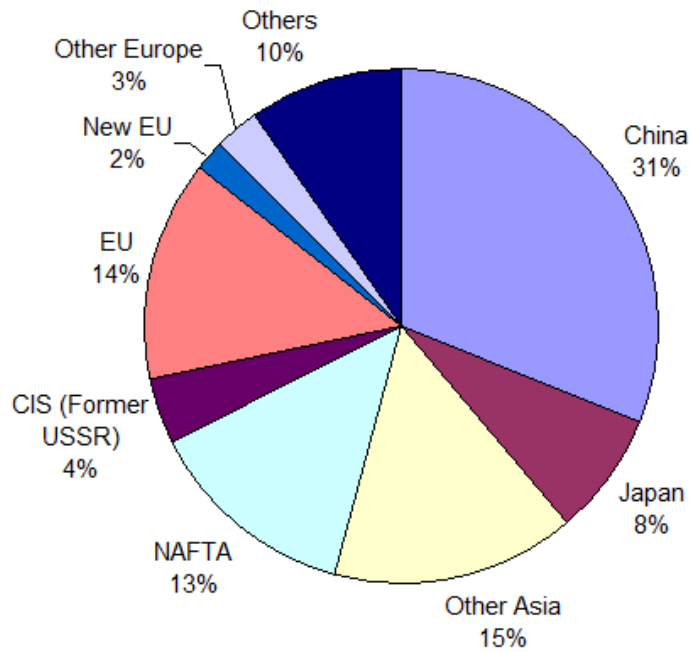
Στη συνέχεια παρατίθενται συγκεντρωτικά στοιχεία για την παραγωγή χάλυβα παγκοσμίως

### Steel production around the world

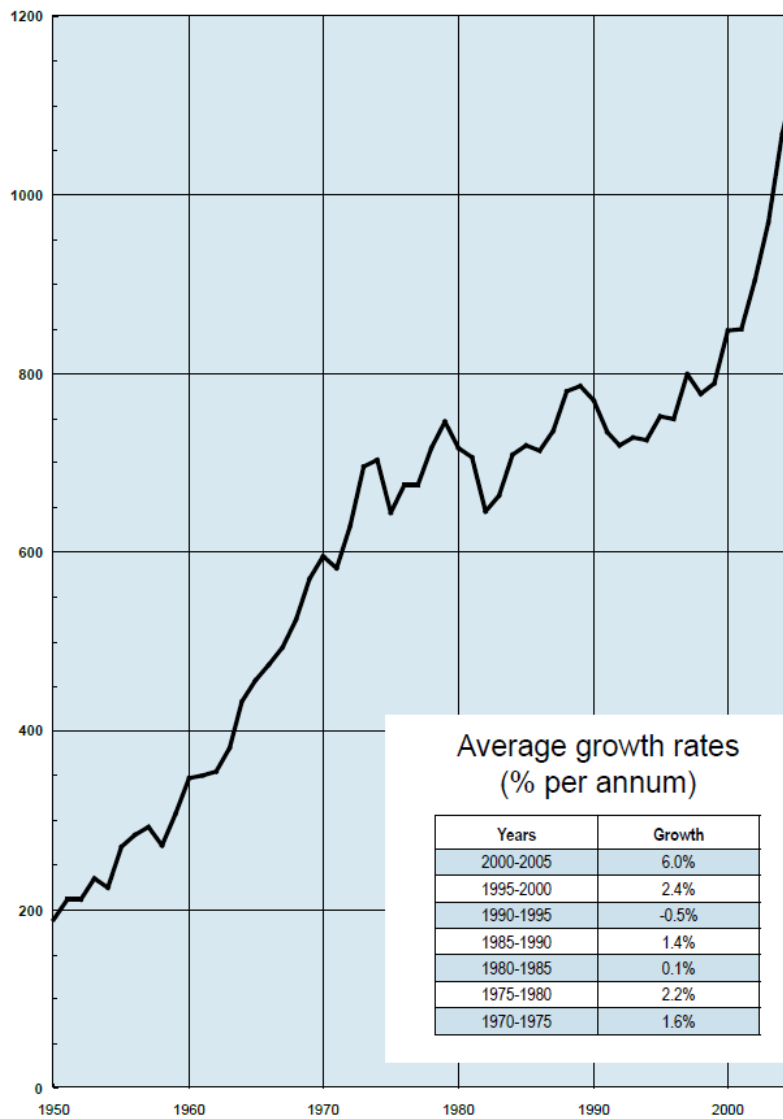


Παγκόσμια παραγωγή χάλυβα (γεωγραφική κατανομή)

### Steel use around the world



Παγκόσμια κατανάλωση χάλυβα (γεωγραφική κατανομή)



Year	World
2005	1,132
2004	1,067
2003	969
2002	904
2001	850
2000	848
1999	789
1998	777
1997	799
1996	750

Year	World
1995	752
1990	770
1985	719
1980	717
1975	644
1970	595
1965	456
1960	347
1955	270
1950	189

Παγκόσμια παραγωγή χάλυβα (χρονική εξέλιξη) – σε εκατομμύρια μετρικούς τόνους

## 2.2 ΟΙ ΕΞΕΛΙΞΕΙΣ ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

### • ΓΕΦΥΡΕΣ

Οι πρώτες χρονολογικά και οι πλέον σημαντικές εφαρμογές του χυτοσίδηρου και του σφυρήλατου σιδήρου , τον 19<sup>ο</sup> αιώνα , αναφέρονται στη γεφυροποιία .



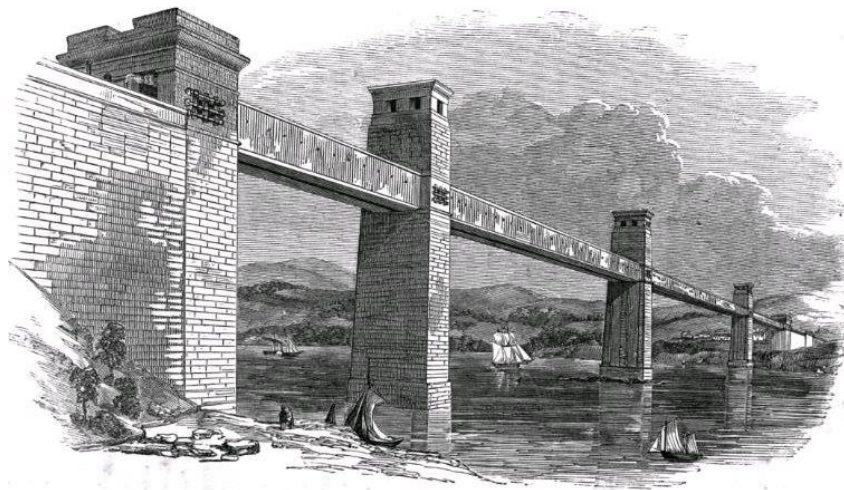
Όπως επισημάνθηκε, ο χυτοσίδηρος έχει μικρή εφελκυστική αντοχή . Η ιδιότητά του αυτή οδήγησε στη χρήση τοξωτών φορέων γεφυρών , κατ'αντιστοιχία με τις παλαιότερες λίθινες .

Τοξωτή γέφυρα στο Coalbrookdale , Αγγλία (1779)

Η εισαγωγή όμως του σφυρήλατου σιδήρου και η εκμετάλλευση τόσο της εφελκυστικής όσο και της θλιπτικής αντοχής του , επέτρεψε τη χρήση εναλλακτικών και οικονομικότερων στατικών μοντέλων :

#### □ Ολόσωμες γέφυρες

Η πρώτη σημαντική ολόσωμη γέφυρα Britannia στην Ουαλία , Ηνωμένο Βασίλειο



□ ΔΙΚΤΥΩΤΕΣ Γέφυρες

Η πρώτη μεγάλη δικτυωτή  
στο Dirschau , Γερμανία , έτος  
κατασκευής 1857 , ανοίγματα  
m



γέφυρα  
6 \*131

□ Γέφυρες τύπου Gerber

Γέφυρα Firth of  
Forth στο  
Εδιμβούργο





□ Κρεμαστές γέφυρες

Η πρώτη  
σημαντική  
κρεμαστή  
γέφυρα (1826)  
στον ποταμό  
Menai , Ουαλία



Σιδηροδρομική– οδική  
γέφυρα διπλού  
καταστρώματος στο  
Brooklyn , Νέα Υόρκη

Μετά τον Β' Παγκόσμιο Πόλεμο , οι σημαντικότερες εξελίξεις στη γεφυροποιία ήρθαν από την Γερμανία . Υπήρξε ευρεία ανάπτυξη των καλωδιωτών γεφυρών . Επιπλέον με τη χρησιμοποίηση του συστήματος ορθοτρόπων πλακών , διευκολύνθηκε σε σημαντικό βαθμό η κατασκευή τους .

Τέλος εφαρμόζονται ευρέως οι σύμμικτες γέφυρες , αποτελούμενες από χαλύβδινο φορέα και κατάστρωμα από ωπλισμένο σκυρόδεμα . Ο φορέας λειτουργεί ως ενιαία διατομή (με κατάλληλη διατμητική σύνδεση) εκμεταλλευόμενος την εφελκυστική αντοχή του χάλυβα και τη θλιπτική του σκυροδέματος .

## • ΚΤΙΡΙΑΚΑ ΕΡΓΑ

Αρχικά χρησιμοποιήθηκε περί τα μέσα του 19<sup>ου</sup> αιώνα ο χυτοσίδηρος , ως θλιβόμενο στοιχείο (υποστυλώματα) .Οι αυξημένες απαιτήσεις των πρώτων βιομηχανικών εγκαταστάσεων σε πυρασφάλεια , οδήγησαν στη σταδιακή αντικατάσταση των ξύλινων στοιχείων από χυτοσίδηρο .

Την ίδια περίοδο η οικονομική ανάπτυξη , καθώς και η ανάπτυξη των μεταφορών (δίκτυο σιδηροδρόμων) απαιτούσε στέγαση μεγάλων ανοιγμάτων όπως σιδηροδρομικών σταθμών , εκθεσιακών κέντρων , αγορών . Συνήθως κατασκευάζονταν δικτυωτοί φορείς και τριαρθρωτά τόξα , λόγω απλότητας στους υπολογισμούς .

Μετά τον Α' Παγκόσμιο Πόλεμο και με την ακόμη μεγαλύτερη οικονομική ανάπτυξη , οι κατασκευαστικές απαιτήσεις αυξήθηκαν , απαιτώντας μεγαλύτερα ανοίγματα και μεγαλύτερη ταχύτητα ανέγερσης . Η χρήση του χάλυβα πλέον ως δομικού υλικού σε συνδυασμό με το μοντέλο των χωροδικτυωμάτων ανταποκρίθηκαν κα σε αυτή την πρόκληση .

Οδεύοντας προς τη σύγχρονη εποχή οι αυξημένες απαιτήσεις στέγασης ανθρώπων και επαγγελματικών εγκαταστάσεων και η ταυτόχρονη αύξηση της αξίας γης , οδήγησαν στην κατακόρυφη δόμηση. Κατασκευάστηκε πλήθος ουρανοξυστών και πολυόροφων κτιρίων , με μικρή σχετικά κάτοψη . Το φαινόμενο αυτό παρατηρήθηκε στη βιομηχανική πόλη των ΗΠΑ Σικάγο , καθώς και στο οικονομικό κέντρο , την Νέα Υόρκη . Η κατασκευή τέτοιων κτιρίων ήταν κατά κανόνα τυποποιημένη . Μάλιστα η εκπόνηση της στατικής μελέτης σε αρκετές περιπτώσεις ήταν πιο χρονοβόρα από την κατασκευή καθαυτή . Να επισημάνουμε ότι η κατασκευή ουρανοξυστών συνεχίζεται και σήμερα με γεωγραφικό προσδιορισμό τις χώρες της ΝΑ Ασίας .

Ανέγερση κτιρίου Rockefeller  
Νέα Υόρκη , ΗΠΑ



στη

Τα τελευταία χρόνια εφαρμογή σε κτιριακές εγκαταστάσεις έχουν οι σύμμικτες κατασκευές , ιδίως στις ΗΠΑ στην Ιαπωνία και στη Γερμανία .

Τέλος η ανάπτυξη των λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης , έδωσε ώθηση στην κατασκευή μονώροφων οικονομικών οικιστικών κυρίως κατασκευών . Η αγορά αυτή αναπτύσσεται κυρίων σε χώρες της Βόρειας Ευρώπης .

- **ΛΟΙΠΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**

Η εφαρμογή του χάλυβα επεκτείνεται σε πληθώρα έργων Πολιτικού Μηχανικού εκτός της γεφυροποιίας και των κτιριακών .

- Τηλεπικοινωνιακοί Ιστοί
- Ιστοί μεταφοράς ενέργειας
- Σιλό και δεξαμενές
- Καπνοδόχοι
- Γερανοί και Γερανογέφυρες
- Θαλάσσιες πλατφόρμες
- Αγωγοί μεταφοράς πετρελαίου γκαζιού
- 

### 2.3 ΕΛΛΑΔΑ ΚΑΙ ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

Η ανάπτυξη των μεταλλικών κατασκευών στην Ελλάδα παρουσίασε μεγάλη χρονική καθυστέρηση κυρίως λόγω του αγροτικού προσανατολισμού της οικονομίας , της μικρής εκβιομηχάνισης αλλά και της έλλειψης του σιδήρου ως πρώτη ύλη στο ελληνικό υπέδαφος .

Υπάρχουν όμως αξιόλογα δείγματα μεταλλικών κατασκευών , από το τέλος του 19<sup>ου</sup> αιώνα . Η ανάγκη σιδηροδρομικής σύνδεσης μιας χώρας με έντονο ανάγλυφο , βρήκε λύση στην ανέγερση μεταλλικών γεφυρών , είτε ολόσωμων , είτε δικτυωμάτων .

Επιπλέον πριν το Β' Παγκόσμιο Πόλεμο παρατηρείται κατασκευή αξιόλογων μεταλλικών κτιρίων όπως :

- Στέγες Δημοτικών Αγορών (Καρδίτσα , Χανιά)
- Σιδηροδρομικοί Σταθμοί (Πειραιάς)
- Βιομηχανικοί χώροι



## Σιδηροδρομική γέφυρα της Παπαδιάς , Φθιώτιδα



Δημοτική Αγορά Καρδίτσας

Δημοτική Αγορά Χανίων



Η χρήση του χάλυβα περιορίζεται μετά το τέλος του πολέμου . Χρησιμοποιείται κυρίως ωπλισμένο σκυρόδεμα σε έργα πάσης φύσεως . Σημαντικό ρόλο στην εξέλιξη αυτή έπαιξε και το γεγονός ότι η Ελλάδα είναι παραγωγός χώρα τσιμέντου .

Η αναγέννηση των μεταλλικών κατασκευών πραγματοποιείται από το 1990 και έπειτα , με γοργό ρυθμό . Αποκορύφωμα ήταν η ανάληψη των Ολυμπιακών Αγώνων . Ο ελάχιστος απαιτούμενος χρόνος ανέγερσης , τα μεγάλα ανοίγματα των κτιριακών και γηπεδικών εγκαταστάσεων υπαγόρευσαν τη χρήση του δομικού χάλυβα .

Τέλος θα πρέπει να αναφερθούμε στην εφαρμογή του χάλυβα στον τομέα των ενισχύσεων . Σε μια σεισμογενή χώρα , όπως η Ελλάδα , είναι συχνές οι επισκευές – ενισχύσεις υφιστάμενων κατασκευών ανεξαρτήτως δομικού συστήματος .

## 2.4 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΧΑΛΥΒΑ

Ο χάλυβας είναι ένα ιδιαίτερα όλκιμο υλικό με υψηλές αντοχές .

Στο παρόν άρθρο θα παραθέσουμε τα κυριότερα χαρακτηριστικά του χάλυβα , βάσει των οποίων θα γίνει η ανάλυση και διαστασιολόγηση των μοντέλων .

Πρόκειται για τους κοινούς μη κραματωμένους χάλυβες . Κατά τη διαδικασία της εν θερμώ εξέλασης έχουν υποστεί ή όχι θερμική επεξεργασία . Οι κυριότερες ευρωπαϊκές προδιαγραφές EN (Ευρωνόρμες) είναι :

- EN 10025 Προϊόντα εν θερμώ εξέλασης από μη κραματωμένους χάλυβες, ορίου διαρροής μεταξύ 235 και 355 Mpa .
- EN 10113 Προϊόντα εν θερμώ εξέλασης από συγκολλησίμους λεπτόκοκκους χάλυβες , ορίου διαρροής μεταξύ 275 και 460 Mpa .
  - Μέρος 1 Γενικά
  - Μέρος 2 Χάλυβες που έχουν υποστεί ανόπτηση εξομάλυνσης
  - Μέρος 3 Θερμομηχανικά εξηλασμένοι χάλυβες
- EN 10137 Χάλυβες υψηλής αντοχής , ορίου διαρροής μεταξύ 460 και 690 Mpa

Ο συμβολισμός της ποιότητας έχει ως ακολούθως :

ΓΡΑΜΜΑ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΣΥΜΒΟΛΟ 1	ΣΥΜΒΟΛΟ 2
S	235	J2	G3

- S : προέρχεται από τη λέξη STEEL (χάλυβας)
- Αριθμός : συμβολίζει την τιμή του ορίου διαρροής σε Mpa
- Σύμβολο 1: σύστημα γραμμάτων που εκφράζει την τιμή απορρόφησης ενέργειας Charpy σε J ως συνάρτηση της θερμοκρασίας , ως εξής

ΕΝΕΡΓΕΙΑ	ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ °C						
	20	0	-20	-30	-40	-50	-60
27 J	JR	J0	J2	J3	J4	J5	J6
40 J	KR	K0	K2	K3	K4	K5	K6
60 J	LR	L0	L2	L3	L4	L5	L6

- Σύμβολο 2 : Γράμματα που υποδηλώνουν τον τρόπο επεξεργασίας του χάλυβα

N ανόπτηση εξομάλυνσης

M θερμομηχανική επεξεργασία

Q βαφή και ανόπτηση

G λοιπά χαρακτηριστικά ακολουθούμενα από ένα αριθμό

G1 ακατεύναστοι χάλυβες

G2 κατευνασμένοι χάλυβες

G3 παράδοση κατόπιν συμφωνίας

G4 παράδοση κατ'επιλογήν του παραγωγού

Ακολουθεί πίνακας με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων

ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	$f_y$ [Mpa]	$f_u$ [Mpa]	$\epsilon_U^4$ [Mpa]	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
ΚΟΙΝΟΙ ΧΑΛΥΒΕΣ  EN 10025	S235JR S235JRG1 S235JRG2 S235J0 S235J2G3 S235J2G4	235 <sup>1</sup>	340 έως 470 <sup>3</sup>	26	<sup>1</sup> για $t < 16\text{mm}$ για $16 < t < 40\text{mm}$ μείωση κατά 10 Mpa  <sup>2</sup> για $40 < t < 100\text{mm}$ ισχύει 215 Mpa  <sup>3</sup> για $100 < t < 250\text{mm}$ μείωση κατά 10 έως 50 Mpa  <sup>4</sup> για δοκίμια $L_0/d_0 = 5$
		235 <sup>1,2</sup>			
	S275JR S275J0 S275J2G3 S275J2G4	275 <sup>1</sup>	410 έως 560 <sup>3</sup>	22	
	S355JR S355J0 S355J2G3 S355J2G4 S355K2G3 S355K2G4	355 <sup>1</sup>	490 έως 630 <sup>3</sup>	22	
EN 10113 Μέρος 2	S 275 N ή NL S 355 N ή NL S 420 N ή NL S 460 N ή NL	275 <sup>5</sup> 355 <sup>5</sup> 420 <sup>5</sup> 460 <sup>5</sup>	370 <sup>6</sup> 470 <sup>6</sup> 520 <sup>6</sup> 550 <sup>6</sup>	24 22 19 17	<sup>5</sup> για $t < 16\text{mm}$ για μεγαλύτερα πάχη μειωμένες τιμές  <sup>6</sup> για $t < 100\text{mm}$
EN 10113 Μέρος 3	S 275 M S 355 M S 420 M S 460 M	275 <sup>5</sup> 355 <sup>5</sup> 420 <sup>5</sup> 460 <sup>5</sup>	360 <sup>6</sup> 450 <sup>6</sup> 500 <sup>6</sup> 530 <sup>6</sup>	24 22 19 17	

Τα μοντέλα που θα αναλύσουμε στη συνέχεια αποτελούνται από κοινό χάλυβα , κατηγορίας S 235 (ανεξάρτητα από απορρόφηση ενέργειας και επεξεργασία) .

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Σεισμός είναι το φυσικό φαινόμενο της βίαιης ανατάραξης της επιφάνειας του φλοιού της γης και της επακόλουθης διάδοσης σεισμικών κυμάτων. Εκδηλώνεται ξαφνικά , χωρίς προειδοποίηση και δεν μπορεί να αποτραπεί.

Η γεωγραφική θέση της Ελλάδας καθώς και η ευρύτερη λεκάνη της Νοτιοανατολικής Μεσογείου, συμπίπτει με το όριο της Ευρασιατικής με την Αφρικανική τεκτονική πλάκα . Οι σχετικές κινήσεις αυτών των δύο πλακών και τα μηχανικά αποτελέσματά τους (θραύσεις) είναι η γενεσιουργός αιτία συχνών και έντονων σεισμικών φαινομένων.

Οι Σεισμοί θα εκδηλώνονται πάντα . Η επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού οφείλει , μεταξύ άλλων, να προτείνει και να εφαρμόζει μεθόδους ώστε τα δομικά έργα και οι φέρουσες κατασκευές σε περίπτωση σεισμού :

- Να μην καταρρέουν
- Οι υλικές ζημιές να περιορίζονται
- Η παραγωγική διαδικασία να μη διακόπτεται

Σημαντικότερο όμως όλων είναι να διαφυλάσσεται και προστατεύεται η ανθρώπινη ζωή , ανεξαρτήτως επιπέδου καταστροφών .

Για την επίτευξη των ανωτέρω στόχων στα έργα Πολιτικού Μηχανικού , αναπτύχθηκε ο κλάδος της Αντισεισμικής Τεχνολογίας . Προσπάθειες δεκαετιών σε έρευνα και και εφαρμογή κατέστησαν δυνατή τη σημαντική μείωση , τόσο των θυμάτων , όσο και των ζημιών .

Το αντικείμενο της παρούσης εργασίας δεν είναι ο σεισμός . Θα αρκεστούμε σε μια συνοπτική παρουσίαση του αντισεισμικού σχεδιασμού μεταλλικών κτιρίων , σύμφωνα με τους ισχύοντες Ελληνικούς Κανονισμούς . Στόχος είναι η κατανόηση της διαδικασίας διαστασιολόγησης μεταλλικών κτιρίων που θα μελετηθούν στη συνέχεια .

#### 3.1 Η ΣΗΜΑΣΙΑ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

Για την τεκμηρίωση της αναγκαιότητας σχεδιασμού και κατασκευής αντισεισμικών δομικών έργων , θα συγκρίνουμε δύο παραδείγματα σεισμών από το διεθνή χώρο , καθώς και τα αποτελέσματα αυτών .

Ο πρώτος σεισμός αφορά το SPITAK της Αρμενίας . Συνέβη στις 7.12.1988 και είχε μέγεθος  $M=6.9$  . Ο δεύτερος συνέβη στις 17.10.1989 στη LOMA PRIETA της ΒΑ Καλιφόρνια , στις ΗΠΑ με μέγεθος  $M=6.9$  .

Καταρχάς παρατηρούμε ότι και οι δύο σεισμοί έχουν ακριβώς την ίδια ένταση . Οι συνθήκες μορφολογίας εδάφους (πεδιάδες/βουνά) είναι επίσης παρόμοιες. Σύμφωνα με δημογραφικά στοιχεία , η πληθυσμιακή κατανομή και στις δύο περιοχές ήταν αντίστοιχη τη στιγμή εκδήλωσης του φαινομένου . Τέλος , υπήρχε σημαντικό ποσοστό δομικών έργων σχετικά σύγχρονων (<20 έτη) .

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα των δύο σεισμών .



	ARMENIA	ΚΑΛΙΦΟΡΝΙΑ
ΝΕΚΡΟΙ	>25000	67
ΤΡΑΥΜΑΤΙΕΣ	31000	2435
ΑΣΤΕΓΟΙ	514000	7362
ΥΛΙΚΕΣ ΖΗΜΙΕΣ	άγνωστες	10*10 <sup>19</sup> CHF (1995)

ΠΙΝ. 3.1 Στοιχεία για τα θύματα και τις ζημιές των Σεισμών του Spitak (1988) και Loma Prieta (1989) .

Στην Καλιφόρνια η εντατική έρευνα και εκπαίδευση των σπουδαστών και υποψηφίων Πολιτικών Μηχανικών στην Αντισεισμική Τεχνολογία άρχισε ήδη από τη δεκαετία του 1950 . Αργότερα άρχισε ο έλεγχος και η αναβάθμιση των παλαιότερων κατασκευών (“earthquake assessment” , “retrofitting” , “upgrading”) καθώς και οι οργανωτικές προετοιμασίες για την αντιμετώπιση σοβαρών καταστάσεων (earthquake preparedness programs) . Οι Κανονισμοί των κατασκευών διαρκώς προσαρμόζονταν στις καινούριες γνώσεις . Έτσι ο σεισμός της Loma Prieta έπληξε κυρίως παλαιότερα κτίρια και υποδομές . Από τις κατασκευές που είχαν διαστασιολογηθεί με τις σύγχρονες γνώσεις , ελάχιστες μόνο παρουσίασαν μικρές βλάβες .

Αντίθετα στο Spitak τα περισσότερα κτίρια που κατέρρευσαν ήταν νεόδμητα – οι δε σύγχρονοι Κανονισμοί τηρήθηκαν καθόλου , ή ανεπαρκώς .



φωτ.1 Loma Prieta κατάρρευση τμήματος οδικής γέφυρας (1989)



ΦΩΤ.2 Spitak (1988)

### 3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΙΣΤΟΡΙΑ ΕΛΛΑΔΙΚΟΥ ΧΩΡΟΥ

Όπως ήδη αναφέρθηκε η Ελλάδα είναι μια ιστορικά εξαιρετικά σεισμογενής χώρα. Αναφορές ισχυροτάτων σεισμών υπάρχουν από την αρχαιότητα , με αντιπροσωπευτικότερο παράδειγμα την έκρηξη του ηφαιστείου της Θήρας (Σαντορίνη) μεταξύ 1900 π.Χ. και 1400 π.Χ. . Προκλήθηκε τεράστιο παλιρροιακό κύμα (τσουνάμι) το οποίο εικάζεται κατέστρεψε την Κνωσσό , κοιτίδα του Μινωικού πολιτισμού .

Επίσης από ιστορικά αρχεία υπάρχουν αναφορές σε σεισμικά φαινόμενα κατά τη διάρκεια της αρχαιότητας , των μεσαιωνικών και των σύγχρονων χρόνων , το μέγεθος των οποίων μπορεί μόνο έμμεσα να υπολογισθεί , βάσει των περιγραφών. Παρατίθεται στη συνέχεια ο Πίνακας 3.2 με τους ισχυρότερους σεισμούς στον Ελλαδικό χώρο από τον 20<sup>ο</sup> αιώνα μέχρι και σήμερα .

ΗΜ/ΝΙΑ	ΕΠΙΚΕΝΤΡΟ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΜΕΓΕΘΟΣ	ΤΡΑΥΜΑΤΙΕΣ	ΝΕΚΡΟΙ
5/7/1902	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	ΑΣΣΥΡΟΣ	6,6	-	5
11/8/1903	ΚΥΘΗΡΑ	ΜΙΤΑΤΑ	7,9	2	3
11/8/1904	ΣΑΜΟΣ	ΣΑΜΟΣ	6,8	7	4
8/11/1905	ΧΑΛΚΙΔΙΚΗ	ΑΘΩΣ	7,5	-	-
18/2/1910	ΚΡΗΤΗ	ΧΑΝΙΑ	6,9	-	6

24/1/1912	ΚΕΦΑΛΛΟΝΙΑ	ΑΣΠΡΟΓΕΡΑΚΑΣ	6,8	40	8
7/8/1915	ΙΘΑΚΗ	ΙΘΑΚΗ	6,7	-	-
26/6/1926	ΡΟΔΟΣ	ΑΡΧΑΓΓΕΛΟΣ	8,0	>>	12
30/8/1926	ΣΠΑΡΤΗ	ΣΠΑΡΤΗ	7,2	-	-
26/9/1932	ΧΑΛΚΙΔΙΚΗ	ΙΕΡΙΣΣΟΣ	7,0	669	161
25/2/1935	ΛΑΣΙΘΙ	ΑΝΟΓΕΙΑ	7,0	204	8
6/10/1947	ΜΕΣΣΗΝΙΑ	ΠΥΛΙΑ	7,0	20	3
23/8/1949	ΧΙΟΣ	ΚΑΡΔΑΜΥΛΑ	6,7	50	3
12/8/1953	ΚΕΦΑΛΛΟΝΙΑ	ΑΡΓΟΣΤΟΛΙ	7,2	2412	476
30/4/1954	ΚΑΡΔΙΤΣΑ	ΣΟΦΑΔΕΣ	7,0	157	25
9/7/1956	ΑΜΟΡΓΟΣ	ΠΟΤΑΜΟΣ	7,5	100	53
25/4/1957	ΡΟΔΟΣ	ΡΟΔΟΣ	7,2	-	-
31/3/1965	ΑΙΤΩΛΙΑ	ΑΓΡΙΝΙΟ	6,8	17	6
5/2/1966	ΛΙΜΝΗ ΚΡΕΜΑΣΤΩΝ	ΠΕΤΡΑΛΩΝΑ	6,2	60	1
19/2/1968	ΑΓΙΟΣ ΕΥΣΤΡΑΤΙΟΣ	ΑΓΙΟΣ ΕΥΣΤΡΑΤΙΟΣ	7,1	32	20
20/6/1978	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	ΣΤΙΒΟΣ	6,5	220	45
24/2/1981	ΑΛΚΥΟΝΙΔΕΣ	ΑΘΗΝΑ	6,7	500	20
13/9/1986	ΚΑΛΑΜΑΤΑ	ΚΑΛΑΜΑΤΑ	6,0	80	20
13/8/1992	ΚΡΗΤΗ	ΖΑΚΡΟ	6,8	-	29
15/6/1995	ΑΙΓΙΟ	ΑΙΓΙΟ	6,1	-	29
7/9/1999	ΠΑΡΝΗΘΑ	ΑΘΗΝΑ	6,1	700	143

Πίνακας 3.2 Σημαντικότεροι σεισμοί στην Ελλάδα τον 20<sup>ο</sup> αιώνα



φωτ. 3 Αίγιο , 1995



φωτ.4 Αίγιο , 1995

### 3.3 Η ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Η Ελλάδα ως σύγχρονο και οργανωμένο κράτος εφαρμόζει τις απαιτήσεις της αντισεισμικής τεχνολογίας στα δομικά έργα και στις υποδομές , και προωθεί την περαιτέρω ανάπτυξή της .

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός κάθε χώρας είναι το νομικό κείμενο που περιέχει το σύνολο των κανόνων που καθορίζουν τις ελάχιστες απαιτήσεις για το σχεδιασμό αντισεισμικών κατασκευών , το οποίο αναθεωρείται και επικαιροποιείται όποτε κρίνεται αναγκαίο .

Ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) συντάχθηκε και άρχισε να ισχύει το 1959 .

Το 1984 συμπληρώθηκε με πρόσθετα άρθρα η αποκλειστική εφαρμογή των οποίων άρχισε το 1985 .

Το 1995 τέθηκε σε αποκλειστική εφαρμογή ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΝΕΑΚ) , ενώ από το 2001 ισχύει ο ΕΑΚ-2000 . Από τότε μέχρι σήμερα , στο αρχικό κείμενο του ΕΑΚ-2000 έχουν γίνει τροποποιήσεις , συμπληρώσεις και διευκρινήσεις που κρίθηκαν αναγκαίες .

Το 2003 συμπεριλήφθηκε στον Κανονισμό ο Νέος Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας . Στο χάρτη αυτόν υπάρχουν τρεις (3) ζώνες , σε αντίθεση με τον προηγούμενο , όπου υπήρχαν τέσσερις (4) .

Για θέματα που αφορούν στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό αρμόδια είναι η Μόνιμη Επιστημονική Επιτροπή Υποστήριξης Αντισεισμικού Κανονισμού , του ΟΑΣΠ.

Προσεχώς πρόκειται να υπερισχύσει όλων των Εθνικών Κανονισμών ο Ευρωκώδικας (συγκεκριμένα ο Ευρωκώδικας 8) - με παραπομπές φυσικά στα εθνικά παραρτήματα και προδιαγραφές .

### 3.4 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Στην παρούσα παράγραφο θα αναφέρουμε τις αρχές και τις κανονιστικές διατάξεις του ΕΑΚ-2000 αναφορικά με το αντικείμενο της μελέτης μας , δηλαδή μεταλικών κτιριακών εγκαταστάσεων. Θα ακολουθήσουμε την πορεία των άρθρων του ΕΑΚ-2000 .

#### 3.4.1. ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ , ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

##### 3.4.1.1. ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ ΤΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

Ο Κανονισμός αυτός περιέχει υποχρεωτικές διατάξεις, οι οποίες καθορίζουν:

- τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων
- τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων, καθώς και τα κριτήρια ελέγχου της ασφάλειας
- τις μεθόδους υπολογισμού της εντάσεως και παραμορφώσεως των κατασκευών
- τις ειδικότερες κατασκευαστικές διατάξεις των φορέων και των υλικών

#### 3.4.1.2 ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος θεωρούνται ότι αντιμετωπίζουν επαρκώς το σεισμικό κίνδυνο, δηλαδή εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης, όταν κατά την επιβολή των σεισμικών δράσεων "σχεδιασμού" (βλ. άρθρο 3.4.2) με αποδεκτή μικρή πιθανότητα υπερβάσεώς τους κατά τη διάρκεια της ζωής του δομήματος, ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς

Ο σεισμός εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις και επομένως:

- εξετάζεται μία μόνο στάθμη της σεισμικής φορτίσεως με την αντίστοιχη ονομαστική τιμή της,
- δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις.

Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, με κοινωνικά αποδεκτή μικρή πιθανότητα υπερβάσεως, ορίζονται στο άρθρο 3.4.2 . Ο ιδιοκτήτης του δομήματος έχει, όμως, τη δυνατότητα να προδιαγράψει διαφορετικές τιμές, υπό τον όρο ότι αυτές δεν θα είναι μικρότερες από εκείνες που ορίζονται σε αυτό .

##### ➤ **Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως**

Η πιθανότητα καταρρεύσεως του δομήματος (ή τμημάτων του) πρέπει να είναι επαρκώς μικρή, όπως ορίζεται στα επιμέρους κριτήρια που περιέχονται στον παρόντα Κανονισμό και στους επιμέρους Κανονισμούς, και να συνδυάζεται με διατήρηση της ακεραιότητας και επαρκούς εναπομένουσας αντοχής μετά τη λήξη της σεισμικής ακολουθίας.

α) Κατά το νόημα του άρθρου αυτού, γίνεται αποδεκτό ότι ο φέρων οργανισμός του δομήματος θα υποστεί βλάβες κατά τη δράση του σεισμού σχεδιασμού, οι οποίες όμως πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της επόμενης παραγράφου .

β) Επαναλαμβάνεται εδώ η γνωστή "θέση" όλων των σύγχρονων Κανονισμών:

- Αναγνωρίζεται ο πιθανοτικός χαρακτήρας των φαινομένων. Αυτό είναι απόλυτα αναγκαίο, έστω και κατά αρχήν.
- Υπάρχει παρά ταύτα αναγνωρισμένη δυσχέρεια γενικής αριθμητικής διατυπώσεως, παρ' όλο ότι σε ερευνητικό επίπεδο γίνεται κάτι τέτοιο.

Αντιστάθμιση, όμως, αυτής της ελλείψεως είναι η ευθύνη που παίρνει ο Κανονισμός να θεωρεί ότι καλύπτεται αυτή η απαίτηση με την τήρηση των αντίστοιχων κριτηρίων.

Σκοπός, πάντως, αυτής της απαίτησης είναι η ελαχιστοποίηση του κινδύνου, σε ότι αφορά τις ανθρώπινες ζωές, και η εξασφάλιση της λειτουργίας ορισμένων ζωτικών υπηρεσιών, που είναι απαραίτητες μετά από ένα πολύ ισχυρό σεισμό.

### ➤ **Απαίτηση περιορισμού βλαβών**

Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται

Τα κριτήρια ικανοποίησης της απαίτησης αυτής δίνονται σε επιμέρους άρθρα του Κανονισμού αυτού και των κατά υλικό αρμοδίων Κανονισμών.

### ➤ **Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών**

Πρέπει να διασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με την χρήση και τη σημασία του, όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

Για κοινές κατοικίες, στο πλαίσιο αυτής της απαίτησης, δεν προβλέπεται η εξασφάλιση συγκεκριμένων τέτοιων ελάχιστων λειτουργιών μετά τον σεισμό σχεδιασμού, θεωρείται δε ότι η απαίτηση αυτή καλύπτεται πρακτικώς με την ικανοποίηση των απαιτήσεων που ήδη αναφέρθηκαν. Αντίθετα, σε ειδικότερες περιπτώσεις (π.χ. κτίρια νοσοκομείων, τηλεπικοινωνιών, πυροσβεστικών σταθμών, κλπ.), είναι δυνατό να διατυπώνονται ρητώς από τον ιδιοκτήτη του δομήματος οι απαιτούμενες αυτές πρόσθετες ελάχιστες λειτουργίες, απαραίτητως όμως μαζί με συγκεκριμένα κριτήρια, μέσω των οποίων θα θεωρείται ότι οι ειδικές αυτές απαιτήσεις ικανοποιούνται.

## 3.4.2. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 3.4.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Τις κινήσεις αυτές στα επόμενα θα ονομάζουμε σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους.

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

Η εδαφική επιτάχυνση  $A$  κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές  $\gamma_i \cdot A$ ), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου».

### 3.4.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ

#### ➤ **Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής**

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.

Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων όλα τα σημεία του εδάφους θεωρείται ότι εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση. Η κίνηση αυτή θεωρείται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι την στάθμη ή τις στάθμες θεμελίωσης. Ειδικότερα, στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελίωσης, η σεισμική διέγερση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες.

➤ **Καθορισμός σεισμικών διεγέρσεων**

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζόντιων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70.

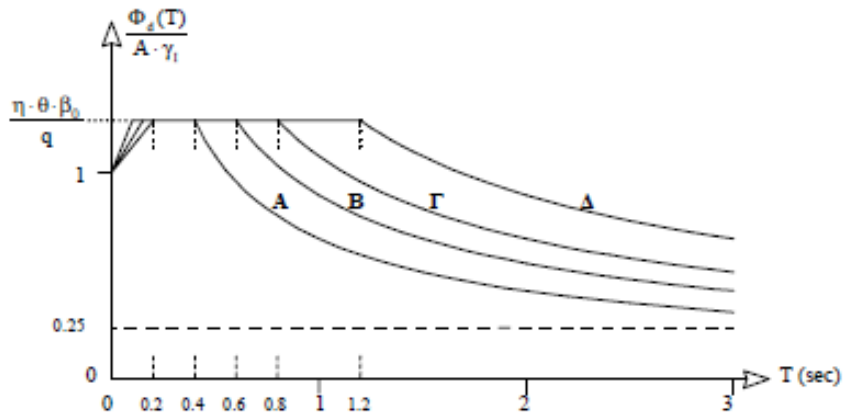
Για την «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα «φάσματα σχεδιασμού»  $\Phi_d$  της παρ. 3.4.2.3, τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων.

Σε ειδικές περιπτώσεις ελέγχου της σεισμικής απόκρισης με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφήματων, τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά καθορίζονται στο Παράρτημα Α.

3.4.2.3 ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

➤ **Οριζόντιες συνιστώσες**

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις (Πίνακας 3.3):



Φάσμα Σχεδιασμού:  $\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_I}$  [Σχεδίαση για  $\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 2.5/2.0$ ]



**Περιοχή Περιοδών**      **Εξίσωση**

$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (2.1.a)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots\dots\dots (2.1.β)$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2,3} \dots\dots\dots (2.1.γ)$$

όπου:

$A = \alpha \cdot g$       μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (παρ. 2.3.3),

$g$       επιτάχυνση της βαρύτητας,

$\gamma_i$       συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου (παρ. 2.3.4),

$q$       συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής (παρ. 2.3.5),

$\eta$       διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης  $\neq 5\%$ ,

$\theta$       συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης (παρ. 2.3.7),

$T_1$  και  $T_2$       χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος (Πίνακας 2.4),

$\beta_0 = 2.5$       συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και

$A, B, \Gamma, \Delta$       κατηγορία εδάφους (παρ. 2.3.6).

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \dots\dots\dots (2.2)$$

όπου οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta(\%)$  δίδονται στον Πίνακα 2.8 για κάθε είδος κατασκευής. Σε ειδικές περιπτώσεις συστημάτων που αποδεδειγμένα διαθέτουν ιδιαίτερα μεγάλη απόσβεση (π.χ. απόσβεση ακτινοβολίας στο υπέδαφος), το κάτω όριο του συντελεστή "  $\eta$  " επιτρέπεται να μειωθεί μέχρι την τιμή 0.5, ύστερα από συγκατάθεση του Κυρίου του Έργου και ειδική έγκριση της Προϊσταμένης Αρχής της ελέγχουσας υπηρεσίας. Για την έγκριση αυτή απαιτείται η σύνταξη λεπτομερούς ειδικής μελέτης, με την οποία αφενός μεν θα αιτιολογείται πλήρως η προέλευση της αυξημένης απόσβεσης (π.χ. εδαφοδυναμική μελέτη στην περίπτωση της απόσβεσης ακτινοβολίας), αφετέρου δε θα γίνεται ποσοτική αποτίμηση της συμμετοχής της στην συνολική απόσβεση του συστήματος.

Αν δεν υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος  $T$ , τότε το  $\Phi_d(T)$  θα λαμβάνεται από την εξίσωση (2.1.β).

Σε κάθε περίπτωση απαιτείται:

$$\frac{\Phi_d(T)}{A \gamma_i} \geq 0.25$$

➤ **Κατακόρυφη συνιστώσα**

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις (3.1) με τις εξής μεταβολές:

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης  $A$  χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα  $A_v = 0.70 \cdot A$ ,
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  χρησιμοποιείται ο συντελεστής  $q_v = 0.50q > 1.00$  και
- η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$  λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

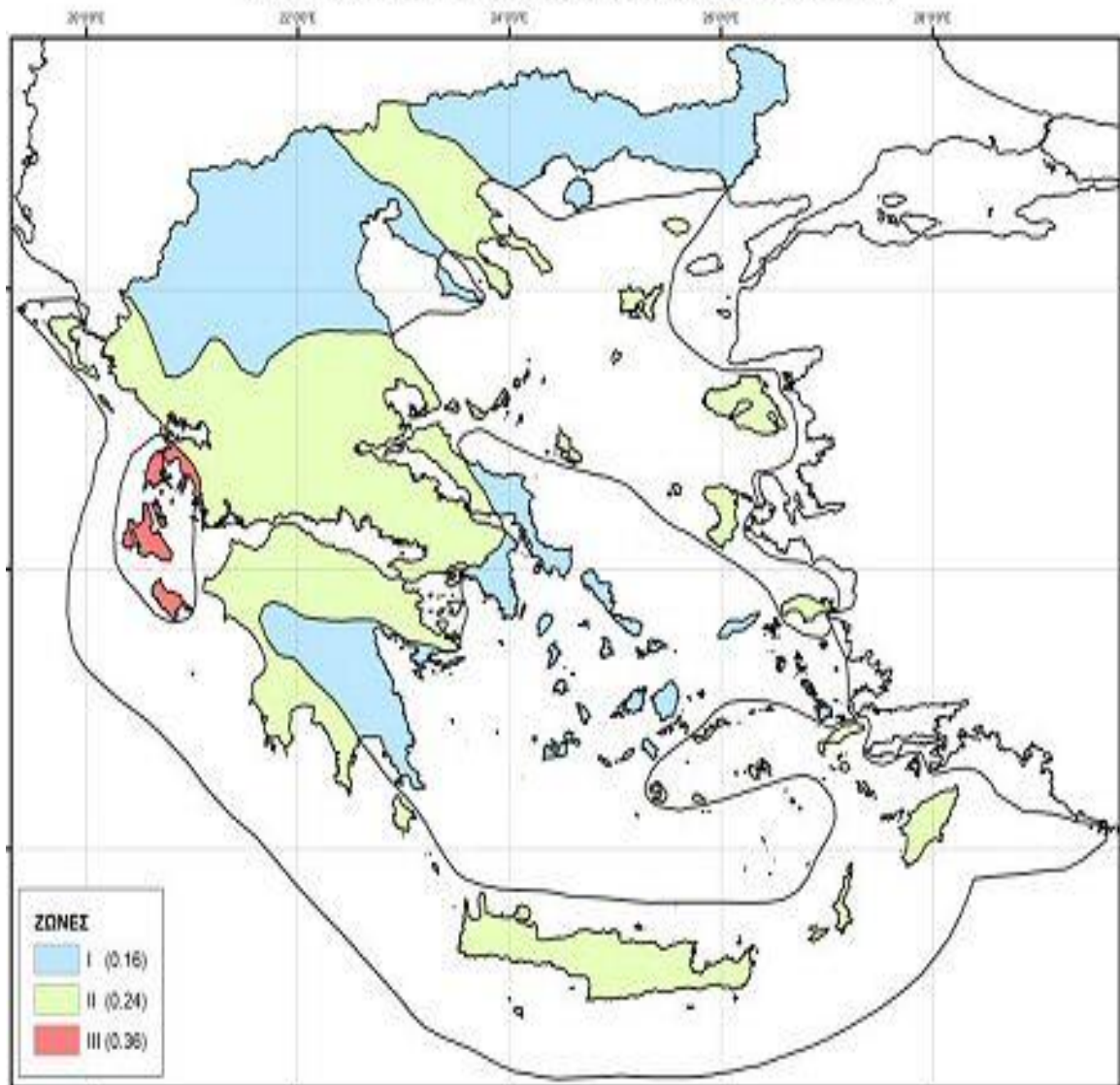
➤ **Σεισμική επιτάχυνση εδάφους**

1. Για την εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού η Χώρα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II, III , τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (Πίνακας 3.4).
2. Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους  $A$ , σύμφωνα με τον Πίνακα 3.4.
3. Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 2.2 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Πίν. 3.4 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους :  $A = \alpha \cdot g$  , ( $g$  : επιτάχυνση βαρύτητας)

<b>Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
$\alpha$	0.16	0.24	0.36

## ΝΕΟΣ ΧΑΡΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ



- Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $q$  σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5.

Πίν. 3.5 Συντελεστές σπουδαιότητας

<b>Κατηγορία Σπουδαιότητας</b>		
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

#### ➤ **Συντελεστής συμπεριφοράς $q$**

Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Μέγιστες τιμές του  $\zeta$  δίδονται στον Πίνακα 3.6 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάσιμη συμπεριφορά).

Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται  $q = 1$ .

Πίν. 3.6 Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς  $q$

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	$q$
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνο-λικής 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 I <sub>⊥</sub>	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
* Βλέπε Παράρτημα Γ.		
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί - Τόξα - Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

### ➤ Κατάταξη εδαφών

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ, που περιγράφονται στον Πίνακα 2.5.

Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας Χ μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους, και αντιμετωπισθούν με ειδικό τρόπο τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν .

Σχηματισμός πάχους μικρότερου των 5 m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους με εξαίρεση την κατηγορία X.

Πίν.3.7 Κατηγορίες εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ( $1_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1 [3]). Απότομες κλιθείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

➤ **Συντελεστής θεμελίωσης**

Ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης.

Σε εδάφη Κατηγορίας A ή B ο συντελεστής  $\theta$  λαμβάνει την τιμή 1.0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 2.7, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας B .

Πίν. 3.8 Συντελεστής Θεμελίωσης  $\theta$

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0.90
1β. 1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	0.80
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

Πίν. 3.9 Τιμές των Χαρακτηριστικών Περιόδων  $T_1$  ,  $T_2$  (sec)

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
$T_1$	0.10	0.15	0.20	0.20
$T_2$	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίν. 3.10 Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Είδος Κατασκευής	ζ%
Μεταλλική: με συγκολλήσεις	2
με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα: άοπλο	3
οπλισμένο	5
προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία: οπλισμένη	6
διαζωματική	5
Ξύλινη: κολλητή	4
κοχλιωτή	4
ηλωτή	5

### 3.4.3 . ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

#### 3.4.3.1 ΑΠΟΦΥΓΗ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ

##### ➤ Κριτήρια

Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού του κεφαλαίου 2 αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση



της σεισμικής απόκρισης.

Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις ακόλουθες παραγράφους:

### 3.4.3.2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

#### ➤ Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

Ο σεισμός σχεδιασμού που ορίζεται στο κεφάλαιο 2 αποτελεί τυχηματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων ως εξής:

$$S_d = G_k \pm E + \sum \psi_2 Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Στη σχέση αυτή χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός εντατικών μεγεθών :

$G_k$  : από μόνιμες δράσεις με τη χαρακτηριστική τους τιμές

$E$  : από το σεισμό σχεδιασμού

$Q_{k,i}$  : από τη χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως  $i$

$\psi_2$  : είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες («οιωνεί μόνιμες») μεταβλητές δράσεις

⇒ Ο ΣΕΙΣΜΟΣ ΔΕΝ ΣΥΝΔΥΑΖΕΤΑΙ ΜΕ ΑΛΛΕΣ ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων θα λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα 3.11.

A/A	Φορτία Χρήσης	$\Psi_2$
1	1.1 Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2 Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.5 Μη βατές στέγες	0.0
	1.3 Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4 Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
2	Άνεμος	0.0
3	Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

### ➤ Επιρροές 2ας Τάξεως

Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (3.3) (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$ , όπως προσδιορίζεται από την σχέση (3.3), δεν υπερβαίνει την τιμή 0.10.

$$(3.3) \quad \theta = \frac{N_{ολ} * \Delta}{V_{ολ} * \Delta}$$

όπου:

$N_{ολ}$ ,  $V_{ολ}$  είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τον συνδυασμό (3.2),  
 $h$  είναι το ύψος του ορόφου και  
 $\Delta$  είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Η τιμή του  $\Delta$  θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta = q \cdot \Delta_{ελ} \quad (3.4)$$

όπου:

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση και

$\Delta_{ελ}$  είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, όπως προκύπτει για τον συνδυασμό (4.1) από ελαστική ανάλυση είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο είτε με την δυναμική μέθοδο.

Ο περιορισμός του  $\theta$  θα ελέγχεται ξεχωριστά σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y.

Σε περίπτωση που  $0.10 < \theta < 0.20$  η επιρροή 2ας Τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή  $1 / (1-\theta)$

Το  $\theta$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση.

### ➤ Έλεγχοι αντοχής

Στις κρίσιμες διατομές όλων των μελών του δομήματος πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφάλειας

$$S_d \leq R_d \quad (3.5)$$

όπου:

$S_d$  είναι η ένταση σχεδιασμού όπως προκύπτει από τον συνδυασμό (3.2) και

$R_d$  είναι η αντοχή σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς των αντίστοιχων υλικών, με τις τιμές των μερικών συντελεστών ασφάλειας υλικού ( $\gamma_M$ ) που ισχύουν για τους βασικούς συνδυασμούς των συνήθων δράσεων.

Όταν η ένταση έχει περισσότερες από μία συνιστώσες με ουσιώδη αλληλεπίδραση στην αντοχή (π.χ. κάμψη με αξονική δύναμη ή διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη) η ανίσωση ασφάλειας αρκεί να ικανοποιείται για την μέγιστη και την ελάχιστη τιμή κάθε συνιστώσας λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση των αντίστοιχων τιμών των λοιπών συνιστωσών.

➤ **Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος- Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού.**

Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλαστική μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.

Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).

"Πιθανές" ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. "Ενδεχόμενες" θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.

Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον **ικανοτικό σχεδιασμό** δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του

φορέα. Συγκεκριμένα, η γενική μεθοδολογία του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη:

- Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων για πλαισιακή λειτουργία) και ο αντίστοιχος έλεγχος (κάμψη με ορθή δύναμη για πλαισιακή λειτουργία) γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.
- Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας ενός στοιχείου ή ομάδας στοιχείων όταν στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η πιθανή ανώτατη τιμή πλάστιμης αντοχής (υπεραντοχή). Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνεται ο έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέλη του φορέα που περιέχουν ή γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις καθώς και ο έλεγχος πλαστίμων μορφών αστοχίας (π.χ. κάμψη) σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων.
- Σε πολυώροφα κτίρια λαμβάνονται μέτρα για την αποφυγή σχηματισμού "μηχανισμού ορόφου" δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο.

Στους ικανοτικούς ελέγχους που ορίζονται παρακάτω, η υπολογιστική ροπή αντοχής  $M_R$  διατομής πλαστικής αρθρώσεως, με βάση την οποία προσδιορίζεται η υπεραντοχή, θα λαμβάνεται ίση με την μέγιστη τιμή που αντιστοιχεί σε σύγχρονη δράση της αξονικής δύναμης που προκαλείται από τον σεισμικό συνδυασμό που χρησιμοποιείται στον αντίστοιχο ικανοτικό έλεγχο. Η αντοχή αυτή υπολογίζεται πάντοτε με βάση τις τελικές διαστάσεις και τον συνολικό τελικό οπλισμό της διατομής.

Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1.5 ή  $q/2$ , πάντως όχι μικρότερη του 1.0, όπου  $q$  οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 3.6.

Σε μεταλλικά κτίρια των οποίων το σύστημα παραλαβής των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων περιλαμβάνει διατομές κατηγορίας 4, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, θα λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς  $q = 1$ .

#### ➤ **Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου**

Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιωτούς φορείς ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου πρέπει να αποκλείεται. Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Για τον σκοπό αυτό, με εξαίρεση τις περιπτώσεις που αναφέρονται στην παρ. 3.1.4.2, τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού ( $M_{CD}$ ) αντί για τις ροπές που προκύπτουν από τον

συνδυασμό (3.1). Η αξονική δύναμη για τον έλεγχο των διατομών επιτρέπεται να λαμβάνεται από τον συνδυασμό (3.1).

Η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο ενός υποστυλώματος  $M_{CD,c}$ , κατά τη διεύθυνση ενός επιπέδου πλαισίου μπορεί να υπολογίζεται από την μέγιστη ροπή του υποστυλώματος  $M_{Ec}$ , στην ίδια θέση και διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση, μέσω της σχέσης

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} M_{Ec}$$

όπου ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  (συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου), κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστύλωμα είναι:

$$\alpha_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \Sigma M_{Rd}}{I \Sigma M_{Eb}} \quad (3.6)$$

και όπου:

$\Sigma M_{Rd}$  είναι το άθροισμα τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου, με την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή  $M_{Ec}$ .

$\Sigma M_{Eb}$  είναι το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή  $M_{Ec}$ .

$\gamma_{Rd} = 1.40$  είναι ο συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.

Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς κοινή φορά δράσης τους πάνω στους κόμβους. Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις διατομές επαφής τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού, με αντίστοιχη μείωση των ικανοτικών ροπών, βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που θα προκύψουν.

Σε κάθε κόμβο επιπέδου πλαισίου υπολογίζονται εν γένει δύο τιμές για τον συντελεστή  $\alpha_{CD}$ , οι οποίες αντιστοιχούν στις αντοχές των δοκών, όπως ενεργοποιούνται από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.

Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκείμενου κατακόρυφου στοιχείου  $M_{Ec}$  είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλ.

$$I \Sigma M_{Ec,1} > I \Sigma M_{Eb}$$

η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$M_{CD,c} = 1.40 M_{Ec} \geq M_{Sc} \quad (3.7)$$

όπου  $M_{Sc}$  είναι η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό (3.2).

Αν το υποστύλωμα ανήκει σε πλαίσιο και στην άλλη διεύθυνση, ο έλεγχος θα γίνεται για διαξονική κάμψη με την ικανοτική ροπή στην πρώτη διεύθυνση ενώ στην άλλη

διεύθυνση εφαρμόζεται η ροπή που προκύπτει από τον συνδυασμό (3.2) για τη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η ικανοτική ροπή. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει ανάλογα και ο ικανοτικός έλεγχος στη διεύθυνση του άλλου πλαισίου .

#### 3.4.4 ΕΙΔΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο περιορισμός της διαρροής στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Ο συντελεστής υπεραντοχής θα λαμβάνεται κατ' ελάχιστον ίσος με το λόγο του άνω προς το κάτω όριο των τιμών της τάσεως διαρροής και όχι μικρότερος από 1.20.

Οι περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διαθέτουν επαρκή αντοχή για την ανάληψη των δράσεων που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς. Επίσης πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η διαρροή θα γίνει με τον προβλεπόμενο πλάστιμο τρόπο (εφελκυσμός του συνόλου της διατομής, διαρροή πελμάτων σε κάμψη, διαρροή κορμού σε διάτμηση).

Η διαμόρφωση των διατομών σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να εξασφαλίζει επαρκή τοπική πλαστιμότητα.

##### ➤ **Θλιβόμενα στοιχεία**

Στις περιοχές πιθανών και ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων διατομών από χάλυβα πρέπει να αποφεύγεται ο τοπικός λυγισμός των τοιχωμάτων με περιορισμό, προς τα άνω, του λόγου πλάτους προς πάχος ( $b/t$ ). Ο περιορισμός αυτός εξαρτάται από τον συντελεστή συμπεριφοράς που έχει επιλεγεί ( $q$ ), ανάλογα με τις τιμές του οποίου οι διατομές κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και Γ, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.12.

##### ➤ **Εφελκυόμενα στοιχεία**

Σε εφελκυόμενα στοιχεία, ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή

$$A_{net}/A = 1.262f_y/f_u \quad (3.8)$$

όπου  $f_y$  είναι το όριο διαρροής και  $f_u$  η οριακή εφελκυστική αντοχή του χρησιμοποιούμενου χάλυβα.

Αυτό μπορεί να απαιτήσει την ενίσχυση της περιοχής των οπών με πρόσθετα συγκολλητά ελάσματα.

##### ➤ **Συνδέσεις**

Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να περιορίζουν την διαρροή στα πλάστιμα μέλη. Στους σχετικούς ελέγχους, θα

λαμβάνεται η ανώτερη τιμή της τάσεως διαρροής του πιθανού πλαστικού μέλους (δηλαδή του ασθενέστερου).

Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων που έχουν γίνει με εσωραφές πλήρους διείσδυσης, θεωρούνται ότι ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο υπεραντοχής.

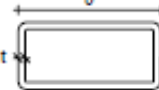
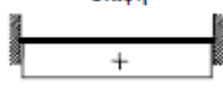
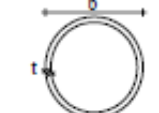
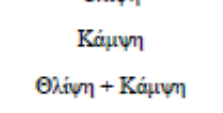
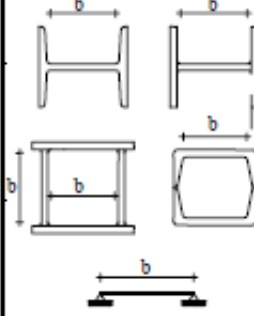
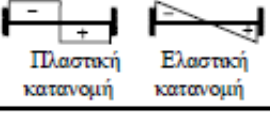
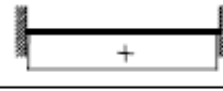
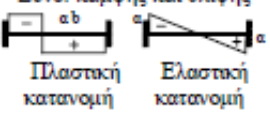
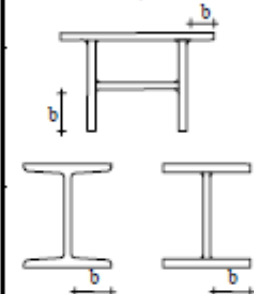
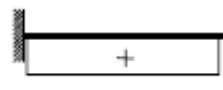
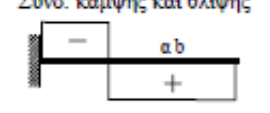
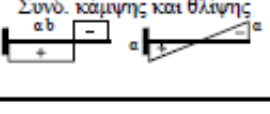


Συνδέσεις συγκολλητές με εξωραφές ή συνδέσεις κοχλιωτές πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$R_d \geq 1.20 R_{fy}$$

Όπου  $R_d$  οριακή αντοχή της σύνδεσης,  $R_{fy}$  η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους.

Σε κοχλιωτές συνδέσεις καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

Πιν. 3.12 : Όρια των λόγων b/t για θλιβόμενα πέλματα για διάφορες κατηγορίες διατομών

Διατομή	Κατανομή Τάσεων (θλίψη θετική)	Κατηγορία Διατομής		
		A	B	Γ
Ορθογ. κοίλη διατομή 	Θλίψη 	$q \geq 4$	$4 \geq q \geq 2$	$2 > q$
Σωληνωτή διατομή 	Θλίψη Κάμψη Θλίψη + Κάμψη 	$50\varepsilon^2$	$70\varepsilon^2$	$90\varepsilon^2$
Κορμοί διατομών I, κορμοί & πέλματα συγκολλητών διατομών 	Πλαστική κατανομή Ελαστική κατανομή 	66ε	78ε	90ε
	Θλίψη 	33ε	39ε	41ε
	Συνδ. κάμψης και θλίψης Πλαστική κατανομή Ελαστική κατανομή 	$\frac{33}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{39}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{41}{\alpha}\varepsilon$
Προσέχοντα πέλματα συγκολλητών διατομών ή πέλματα διατομών I 	Θλίψη 	9ε	10ε	12ε
	Συνδ. κάμψης και θλίψης 	$\frac{9}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{10}{\alpha}\varepsilon$	$\frac{12}{\alpha}\varepsilon$
	Συνδ. κάμψης και θλίψης 	$\frac{9}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$	$\frac{10}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$	$\frac{12}{\alpha\sqrt{\alpha}}\varepsilon$
Πέλματα διατομών I 	Θλίψη 	20ε	22ε	26ε

Γενικώς  $\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$

Το  $\alpha$  στον παρονομαστή είναι καθαρός αριθμός μικρότερος του 1 (ή ίσος) και παριστά τον λόγο του μήκους του θλιβόμενου τμήματος (+) προς το ολικό μήκος του στοιχείου .

$f_y$	235	275	355
-------	-----	-----	-----



ε	1.00	0.92	0.81
---	------	------	------

#### 3.4.4.1 ΠΛΑΙΣΙΑ

##### ➤ Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

Εφαρμόζονται οι διατάξεις της παρ. 3.4.3.2 του παρόντος κεφαλαίου .

##### ➤ Δοκοί

Θα γίνεται έλεγχος έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών θεωρώντας ότι στο ένα άκρο έχει αναπτυχθεί καμπτική πλαστική άρθρωση.

Για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

$$M_s / M_{pd} < 1.00$$

$$N_s / N_{pd} < 0.15$$

$$(V_o + V_M) / V_{Pd} < 0.50$$

όπου:

$M_s$  είναι η μέγιστη ροπή που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς,

$N_s$  είναι η αντίστοιχη αξονική δύναμη,

$N_{Pd}, M_{Pd}, V_{Pd}$  είναι οι οριακές υπολογιστικές αντοχές αξονικής, ροπής και τέμνουσας της διατομής στη θέση πλαστικής άρθρωσης,

$V_o$  είναι η τέμνουσα της δοκού θεωρούμενης ως αμφιερέιστου στη θέση πλαστικής άρθρωσης

$V_M = (M_{RA} + M_{RB}) / l$  η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού υπολογιζόμενη με την ανώτερη τιμή της τάσης διαρροής και

$l$  είναι το άνοιγμα της δοκού.

Οι συνδέσεις της δοκού στα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της παρ. 3.4.4 περί συνδέσεων με θεώρηση της οριακής αντοχής σε κάμψη  $M_{pd}$  της διατομής πλαστικής άρθρωσης και τέμνουσα δύναμη ίση με  $v_o + v_M$  όπως καθορίστηκε προηγουμένως.

##### ➤ Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη με ορθή δύναμη .

Η δυσμενέστερη τέμνουσα του υποστυλώματος από τους σεισμικούς συνδυασμούς πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη :

$$V/VPd < 0.50$$

Σε κόμβο σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος η τέμνουσα δύναμη φανώματος κορμού το οποίο περιβάλλεται και στις 4 πλευρές από πέλματα των συνδεόμενων στοιχείων ή από επεκτάσεις τους , αρκεί να ικανοποιεί τη συνθήκη :

$$V/VPd < 1.00$$

#### 3.4.4.2 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

##### ➤ Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκυόμενες διαγώνιοι.

Δικτυωτοί σύνδεσμοι κατάλληλοι για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους 2 τύπους:

- **Διαγώνιοι σύνδεσμοι.** Στον τύπο αυτό οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται συνήθως μόνο από τις εκάστοτε εφελκυόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου Χ) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος Αοοεφ (όπου Α η διατομή και φ η γωνία κλίσης της διαγωνίου ως προς την οριζόντιο) δεν πρέπει να μεταβάλλεται περισσότερο από 10% μεταξύ 2 αντιθέτων διαγωνίων του ίδιου ορόφου.

- **Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ.** Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβομένης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

Σύνδεσμοι τύπου K, με σημείο τομής των διαγωνίων σε ενδιάμεσο σημείο του ύψους των υποστυλωμάτων, απαιτούν την συμμετοχή του υποστυλώματος στον μηχανισμό διαρροής και προκαλούν εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με συνέπεια να μην προσφέρουν δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς ( $\alpha = 1.00$ ). Η χρήση τους επιτρέπεται μόνο σε περιοχές σεισμικότητας I και για κατασκευές σπουδαιότητας Σ1.

##### ➤ Διαγώνιοι

Οι διαγώνιοι θα ικανοποιούν την συνθήκη

$$N_S/N_{pd} < 1.00$$

όπου:

$N_S$  είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς και

$N_{pd}$  είναι η υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό.

Η ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda$  των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y/N_{cr}} \leq 1.50$$

όπου:

$A$  είναι το εμβαδόν της διατομής,

$f_y$  είναι το όριο διαρροής και

$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2$  είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** Η παραπάνω σχέση  $\lambda < 1.50$  είναι ισοδύναμη με λυγηρότητα  $\lambda < 140$  για χάλυβα S235,  $\lambda < 129$  για χάλυβα S275 και  $\lambda < 114$  για χάλυβα S355, πρέπει δε να εφαρμόζεται και στην περίπτωση διαγωνίων συνδέσμων τύπου Χ στους οποίους η σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκυσόμενες διαγωνίους. Η παραπάνω σχέση θα εφαρμόζεται ακόμη και στην περίπτωση κατά την οποία δεν απαιτείται η ικανοποίηση των κανόνων εφαρμογής του παρόντος Παραρτήματος .

#### ➤ Υποστυλώματα και Δοκοί

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί κάθε ορόφου θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού (4.1) αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = (1.20N_{Pdi} - N_{vdi}) / N_{Edi} < q \text{ όπου:}$$

$N_{Pdi}$  είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκυσόμενης διαγωνίου του ορόφου,

$N_{vdi}$  είναι η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (κατά κανόνα  $N_{v\lambda} = 0$ ) και

$N_{Edi}$  είναι η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του συνδυασμού (3.2).

### 3.5 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Στην προηγούμενη παράγραφο παρατέθηκαν οι κανόνες αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίων από χάλυβα στην Ελλάδα . Στο εδάφιο 3.4.3.1 αναφερθήκαμε στην εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος και ειδικότερα στους γενικούς κανόνες του Ικανοτικού Σχεδιασμού .

Για την ανάπτυξη και τεκμηρίωση του «Ελέγχου μείωσης της πυροπροστασίας σε μεταλλικές κατασκευές με αντισεισμικό σχεδιασμό» , κρίνεται σκόπιμη η λεπτομερής περιγραφή και κατανόηση της μεθόδου του Ικανοτικού Σχεδιασμού .

- **Ιδιαιτερότητες της σεισμικής καταπόνησης**

Οι διαφορές μεταξύ των συνήθων κατακορύφων φορτίων με τη σεισμική είναι μεγάλες . Ακολουθώς συγκεντρώνουμε τα κυριότερα χαρακτηριστικά αυτών των φορτίσεων :

- ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (καθώς και φορτίων ανέμου) : Οι αναπτυσσόμενες τάσεις των μελών του φορέα βρίσκονται στην ελαστική περιοχή . Σημαντικές ανελαστικές – πλαστικές παραμορφώσεις δε λαμβάνουν εν γένει χώρα . Στις οριακές καταστάσεις αστοχίας , ακόμα και αν έχει ο φορέας ανελαστικές – πλαστικές καταπονήσεις , αυτές είναι μοναδικής κατεύθυνσης .
- ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ : Ο φορέας καταπονείται κυρίως στην ανελαστική – πλαστική περιοχή . Οι καταπονήσεις πρέπει να αντιμετωπίζονται ως κυκλικές εναλασσόμενης φοράς και μέτρου .

- **Σύγκριση συμβατικής διαστασιολόγησης και ικανοτικού σχεδιασμού**

Με βάση τα ανωτέρω , τίθεται το ερώτημα , ποια είναι η πιο ενδεδειγμένη μέθοδος διαστασιολόγησης των φορέων έναντι σεισμικής δράσης ;

Στον Πίνακα 3.13 περιγράφονται τα επιμέρους βήματα των δύο μεθόδων .

ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ	
ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ
1 <sup>ο</sup> βήμα : Μελέτη – σχέδιο του φέροντα οργανισμού  2 <sup>ο</sup> βήμα : Μόρφωση μοντέλου του φορέα και εύρεση των εντατικών μεγεθών για : - κατακόρυφα φορτία	1 <sup>ο</sup> βήμα : Μελέτη – σχέδιο του φέροντα οργανισμού  2 <sup>ο</sup> βήμα : Μόρφωση μοντέλου του φορέα και εύρεση των εντατικών μεγεθών για : - κατακόρυφα

<p>- σεισμική δράση</p> <p>3<sup>ο</sup> βήμα :  διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- έλεγχος και οριστική εκλογή διαστάσεων</li> <li>- διεξαγωγή ελέγχων</li> <li>- κατασκευαστική διαμόρφωση</li> </ul>	<p>- φορτία  σεισμική δράση</p> <p>3<sup>ο</sup> βήμα :  Διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- εκλογή ενός κατάλληλου μηχανισμού</li> <li>- οριστική εκλογή των διαστάσεων και κατασκευαστική διαμόρφωση των πλαστικοποιούμενων περιοχών με βάση τους σχετικούς κανόνες</li> <li>- οριστική εκλογή και κατασκευαστική διαμόρφωση των περιοχών που παραμένουν ελαστικές σύμφωνα με τους κανόνες της συμβατικής διαστασιολόγησης και σε συνδυασμό με την υπεραντοχή των πλαστικοποιούμενων περιοχών</li> </ul>
--	--

Πίνακας 3.13 Βήματα διαστασιολόγησης φορέων

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση του ικανοτικού σχεδιασμού ακολουθείται μια εντελώς διαφορετική διαδικασία στο 3<sup>ο</sup> και τελευταίο βήμα . Εκλέγεται ένας κατάλληλος πλαστικός μηχανισμός (στατικά αποδεκτός) . Για την παραδοχή των πλαστικοποιούμενων περιοχών (πλαστικών αρθρώσεων) λαμβάνονται υπόψιν οι ακόλουθοι κανόνες . Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων (κρίσιμες διατομές) είναι :

- στηρίξεις του φορέα – εάν είναι πακτώσεις
- σημεία που συντρέχουν 2 μέλη – εάν δεν είναι άρθρωση
- σε σημεία που συντρέχουν περισσότερες των δύο ράβδων , θεωρούμε τόσες κρίσιμες διατομές , όσες και τα μέλη
- θέσεις εφαρμογής συγκεντρωμένων φορτίων
- σε μέλη που ασκείται κατανεμημένο φορτίο , θεωρούμε προσεγγιστικά κρίσιμη διατομή , το μέσο του μέλους
- σημεία εφαρμογής εξωτερικής συγκεντρωμένης ροπής

Θεωρείται ότι λόγω των ανελαστικών – πλαστικών παραμορφώσεων που θα συμβούν στη δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης , θα γίνει ανακατανομή των τάσεων που υπολογίστηκαν στο 2<sup>ο</sup> βήμα ελαστικής επίλυσης του φορέα . Στη συνέχεια διαστασιολογούνται τα μέλη στις πλαστικοποιούμενες περιοχές και καθορίζεται η κατασκευαστική τους διαμόρφωση . Τέλος τα μέλη που αναμένεται να συμπεριφερθούν στην ελαστική περιοχή επιλύονται συμβατικά .

Στον Πίνακα 3.4 θα επιχειρήσουμε μια αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς φορέων με συμβατική διαστασιολόγηση αφενός και με ικανοτικό σχεδιασμό αφετέρου.

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ	
ΦΟΡΕΙΣ ΜΕ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΩΝ
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ υπάρχει η πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων</li> <li>▪ ο πλαστικός μηχανισμός είναι τυχαίος και δε διαθέτουμε περισσότερες πληροφορίες</li> <li>▪ η τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες διατομές είναι πολύ διαφορετική</li> <li>▪ η συνολική πλαστιμότητα του φορέα είναι εν γένει μικρή και δεν είναι γνωστές περισσότερες λεπτομέρειες γι'αυτήν</li> <li>▪ δεν είναι γνωστές λεπτομέρειες για τη συμπεριφορά σε σεισμική δράση</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ βάσει σχεδιασμού 'οδηγούμε' το φορέα στο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων σε συνειδητά επιλεγμένες θέσεις</li> <li>▪ ο πλαστικός μηχανισμός είναι κατάλληλος και γνωστός</li> <li>▪ η τοπική πλαστιμότητα στις πλαστικοποιούμενες περιοχές και η συνολική πλαστιμότητα του φορέα βρίσκονται σε ίδια τάξη μεγέθους και ανταποκρίνονται στην κλάση που επιλέχθηκε για διαστασιολόγηση</li> <li>▪ η συμπεριφορά σε σεισμική δράση είναι σε ικανοποιητικό βαθμό γνωστή</li> </ul>
<b>Περιορισμένος βαθμός προστασίας έναντι κατάρρευσης</b>	<b>Υψηλός βαθμός προστασίας έναντι κατάρρευσης</b>

Πίνακας 3.4 Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς φορέα αναλόγως τη μέθοδο διαστασιολόγησης

Συνήθεις συνέπειες συμβατικής διαστασιολόγησης σε σεισμική φόρτιση είναι :

- διαμητική αστοχία υποστυλωμάτων και ζυγωμάτων πλαισίων
  - αστοχία κόμβων πλαισίων
  - σχηματισμός μη αναμενόμενων πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα
  - αστοχία θλβόμενων διαγωνίων συνδέσμων
- **Ορισμός του Ικανοτικού Σχεδιασμού**

Ο ικανοτικός σχεδιασμός είναι μια αιτιοκρατική μέθοδος διαστασιολόγησης και κατασκευαστικής διαμόρφωσης των κατασκευών . Αναπτύχθηκε κατά τη διάρκεια των τελευταίων 30 ετών στη Νέα Ζηλανδία , στο Canterbury University στο Christchurch από τον καθηγητή T. Paulay και τους συνεργάτες του για την αντιμετώπιση των σεισμικών δράσεων . Τα τελευταία χρόνια έχει γίνει αναπόσπαστο κομμάτι κάθε σύγχρονου Κανονισμού (ΕΑΚ-2000 , EC8) .

Ο στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η απόκριση της κατασκευής σε επανειλημμένες κυκλικές ανελαστικές καταπονήσεις και η επαρκώς πλάσιμη συμπεριφορά του . Δηλαδή η εξασφάλιση της πλαστιμότητας σχεδιασμού περισσότερες φορές (ανάλογα με την επιλεγείσα κατηγορία πλαστιμότητας) , χωρίς κάπου να παρουσιάζεται αστοχία .

Κατά τον T. Paulay ο ορισμός του ικανοτικού σχεδιασμού είναι :

Σε ένα φορέα με σεισμική δράση οι πλαστικοποιούμενες περιοχές επιλέγονται συνειδητά και καθορίζονται έτσι ώστε να σχηματίζεται ένας κατάλληλος πλαστικός μηχανισμός . Η διαστασιολόγηση και κατασκευαστική διαμόρφωση των πλαστικοποιούμενων περιοχών πρέπει να γίνεται έτσι ώστε αυτές να διαθέτουν επαρκή πλαστικότητα. Οι υπόλοιπες περιοχές προβλέπονται με πρόσθετη ικανότητα οριακής αντίστασης ώστε να παραμένουν ελαστικές , όταν οι πλαστικοποιημένες διατομές αναπτύσσουν την υπεραντοχή τους .

Συνοπτικά μπορούμε να περιγράψουμε τον Ικανοτικό Σχεδιασμό :

- 1) Υπαγορεύει ο μελετητής στο φορέα επακριβώς πού επιτρέπεται και πού οφείλει να πλαστικοποιηθεί και πού όχι :
  - Παρεμβολή ασθενών θέσεων ⇒ πλαστικοποιούμενες περιοχές
  - Ενίσχυση των υπόλοιπων θέσεων ⇒ ελαστικές περιοχές
- 2) Επιλογή των κατάλληλων ασθενών θέσεων ⇒ μόρφωση ενός ευνοϊκού πλάστιμου μηχανισμού (περιορισμός απαιτήσεων τοπικής πλαστικότητας)
- 3) Μόρφωση πλάστιμων ασθενών θέσεων

Αποτέλεσμα είναι μια εξαιρετικά «μαλακή» συμπεριφορά υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων .

- **Ακατάλληλοι και κατάλληλοι μηχανισμοί**

Στο σχήμα 3.1 φαίνονται δυο πιθανοί πλαστικοί μηχανισμοί ενός απλού πολυώροφου πλαισίου υπό οριζόντια φόρτιση . Ο φορέας 7.1.α διαθέτει έναν εντελώς ακατάλληλο μηχανισμό , μορφής υποστυλωμάτων . Προκειμένου να πραγματοποιηθεί μια συγκεκριμένη μετατόπιση έστω  $\Delta$  , για την απορρόφηση της ενέργειας του συστήματος , τα υποστυλώματα υποβάλλονται σε μια μεγάλη γωνία στροφής  $\theta_1$  . Μεγάλες στροφές στα υποστυλώματα είναι μάλλον αδύνατες καθώς αναπτύσσουν μεγάλες καμπτικές ροπές και σε συνδυασμό με τις υπάρχουσες ορθές τάσεις μεταβίβασης κατακορύφων φορτίων , δημιουργούν φαινόμενα αστάθειας (επιρροές 2ας τάξεως P- $\Delta$ ) .

Αντίθετα οδηγώντας το φορέα σε ένα μηχανισμό κατάρρευσης μορφής δοκού , όπως φαίνεται στο σχήμα 3.1.β , οι πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στα άκρα των ζυγωμάτων . Τα υποστυλώματα έχουν μόνο μία άρθρωση , με γωνία στροφής  $\theta_2$  για να επιτευχθεί η συνολική μετατόπιση  $\Delta$  . Συνεπώς είναι αισθητή η μείωση του κινδύνου κατάρρευσης του φορέα στην περίπτωση αυτή .

- **Υπεραντοχή**

Ο όρος υπεραντοχή (overstrength) περιγράφει συνοπτικά την αντίσταση λόγω υπεραντοχής  $R_o$  . Εκφράζεται συνήθως με τη μορφή κάποιου εντατικού μεγέθους μιας διατομής . Καμπτική υπεραντοχή για παράδειγμα μιας διατομής είναι η πλαστική αντίσταση σε κάμψη , που υπολογίζεται με βάση τις πραγματικές αντοχές των δομικών υλικών και την υπάρχουσα κατά πάσα πιθανότητα ορθή (αξονική δύναμη) .

Κατάλληλη για τις ανάγκες της διαστασιολόγησης είναι η ακόλουθη έκφραση :

$$\Phi_o = R_o / S_E$$

Όπου :

$\Phi_0$  : συντελεστής υπεραντοχής

$R_0$  : αντίσταση λόγω υπεραντοχής

$S_E$  : τιμή διαστασιολόγησης της καταπόνησης λόγω δράσης μόνο σεισμού

### 3.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΣΕΙΣΜΟΥ ΑΠΟ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP 2000

Το συγκεκριμένο λογισμικό πρόγραμμα , χρησιμοποιεί τη μέθοδο δυναμικής φασματικής ανάλυσης . Είναι μια στατιστικού περιεχομένου μέθοδος προσδιορισμού της πιθανής απόκρισης μιας κατασκευής σε σεισμική φόρτιση .

Η ανάλυση , η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος του φορέα θα γίνει με την ισοδύναμη στατική μέθοδο όπως περιγράφεται στην παράγραφο 3.5 του εακ 2000 .

Η σεισμική εδαφική επιτάχυνση σε κάθε διεύθυνση (EX , EY , EZ) δίνεται από τον χρήστη του προγράμματος ως ψηφιοποιημένο φάσμα συναρτήσεως της περιόδου .

- Ορισμός φασματικού σεισμού

Επιλέγουμε κατηγορία εδάφους A , συνεπώς εισάγουμε στο λογισμικό πινακοποιημένη τη μορφή του φάσματος ΕΑΚ Α .

Συνεπώς έχουμε 2 φορτίσεις EX και EY (φόρτιση κατά διεύθυνση X και κατά Y αντίστοιχα) .

Ορίζουμε τα χαρακτηριστικά της φόρτισης λόγω σεισμού :

- Direction : διεύθυνση (U1 για φόρτιση EX , U2 για τη φόρτιση EY)
- Function : φάσμα σχεδιασμού ( εδώ ΕΑΚ Α)
- Scale factor : συμπληρώνουμε τους πολλαπλασιαστές τεταγμένης του φάσματος που προκύπτουν από τη σχέση :

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 * \alpha * g * \eta * \theta / q = 0,5086$$

Σημείωση : το  $\beta_0$  έχει συμπεριληφθεί στο φάσμα , οπότε το αγνοούμε στην ανωτέρω σχέση .

Ορίζουμε ως ταλαντούμενη μάζα το ίδιο βάρος του φορέα , καθώς και τα εξωτερικά φορτία .

- Ισοδύναμη στατική Μέθοδος

Ορίζουμε τις ισοδύναμες στατικές φορτίσεις EXSTAT και EYSTAT

Για EXSTAT επιλέγουμε διεύθυνση X (X Dir)

Για EYSTAT επιλέγουμε διεύθυνση Y (Y Dir)

Συμπληρώνουμε την τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού  $\Phi_d(T) / g$  στο πεδίο Base Shear Coefficient C .



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ**

Η ανάλυση φόρτισης πυρκαγιάς καθορίζεται από τα επιμέρους μέρη των Ευρωκωδίκων . Στο παρόν κεφάλαιο θα παραθέσουμε τους κανονισμούς που διέπουν τις φορτίσεις και τα χαρακτηριστικά του χάλυβα σε συνθήκες πυρκαγιάς .

### **4.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ – ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΕ ΦΟΡΕΙΣ ΠΟΥ ΕΚΤΙΘΕΝΤΑΙ ΣΕ ΠΥΡΚΑΓΙΑ**

#### **4.1.1 Διαδικασία δομοστατικού σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς**

##### **➤ Γενικά**

(1) Η ανάλυση του δομοστατικού σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη τα ακόλουθα βήματα, όπου συντρέχει:

- την επιλογή των σχετικών σεναρίων σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς
- τον προσδιορισμό των αντίστοιχων πυρκαγιών σχεδιασμού
- τον υπολογισμό της εξέλιξης της θερμοκρασίας μέσα στα δομικά μέλη
- τον υπολογισμό της μηχανικής συμπεριφοράς του φορέα που εκτίθεται σε πυρκαγιά.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η μηχανική συμπεριφορά ενός φορέα εξαρτάται από τις θερμικές δράσεις και τις θερμικές τους επιδράσεις στις ιδιότητες των υλικών και τις έμμεσες μηχανικές δράσεις, καθώς και από τα άμεσα αποτελέσματα των μηχανικών δράσεων.*

(2) Ο δομοστατικός σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς αφορά την εφαρμογή δράσεων για ανάλυση της θερμοκρασίας και δράσεων για μηχανική ανάλυση σύμφωνα με το παρόν Μέρος και τα άλλα Μέρη του EN 1991.

(3) Οι δράσεις πάνω σε φορείς από έκθεση σε πυρκαγιά κατατάσσονται ως τυχηματικές δράσεις,.

##### **➤ Σενάριο πυρκαγιάς σχεδιασμού**

(1) Για την πιστοποίηση της τυχηματικής κατάστασης σχεδιασμού, τα συναφή σενάρια πυρκαγιάς σχεδιασμού και οι σχετιζόμενες με αυτά πυρκαγιές σχεδιασμού θα πρέπει να προσδιορίζονται βάσει μιας εκτίμησης του κινδύνου πυρκαγιάς.

(2) Για φορείς στους οποίους προκύπτουν ιδιαίτεροι κίνδυνοι ως συνέπεια άλλων τυχηματικών δράσεων, ο κίνδυνος αυτός θα λαμβάνεται υπόψη κατά τον προσδιορισμό του συνολικού σκεπτικού όσον αφορά την ασφάλεια.

(3) Η συμπεριφορά του φορέα σε σχέση με τον χρόνο και το φορτίο πριν από την τυχηματική κατάσταση δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη, εκτός αν ισχύει το (2).

##### **➤ Πυρκαγιά σχεδιασμού**

(1) Για κάθε σενάριο πυρκαγιάς σχεδιασμού, θα πρέπει να εκτιμάται μια πυρκαγιά σχεδιασμού, σε ένα πυροδιαμέρισμα, σύμφωνα με το 3ο Κεφάλαιο του παρόντος Μέρους.

(2) Η πυρκαγιά σχεδιασμού θα πρέπει να εφαρμόζεται μόνο σε ένα πυροδιαμέρισμα ενός κτηρίου τη φορά, εκτός αν καθορίζεται διαφορετικά στο σενάριο πυρκαγιάς σχεδιασμού.

(3) Για φορείς, στους οποίους οι εθνικές αρχές καθορίζουν τις απαιτήσεις ανθεκτικότητάς τους στην πυρκαγιά, μπορεί να υποτεθεί ότι η πυρκαγιά σχεδιασμού δίδεται από την πρότυπη πυρκαγιά, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά.

#### ➤ **Ανάλυση θερμοκρασίας**

(1) Κατά την διεξαγωγή ανάλυσης της θερμοκρασίας ενός μέλους, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η θέση της πυρκαγιάς σχεδιασμού σε σχέση με το μέλος.

(2) Για εξωτερικά μέλη, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η έκθεση στην πυρκαγιά μέσα από ανοίγματα σε προσόψεις και στέγες.

(3) Για τους εξωτερικούς τοίχους διαχωρισμού θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, όπου αυτό απαιτείται, η έκθεση στην πυρκαγιά από μέσα (από το αντίστοιχο πυροδιαμέρισμα) και εναλλακτικά από έξω (από άλλα πυροδιαμερίσματα).

(4) Ανάλογα με την πυρκαγιά σχεδιασμού που έχει επιλεγεί στο Κεφάλαιο 3, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες διαδικασίες:

- στην περίπτωση ονομαστικής καμπύλης θερμοκρασίας – χρόνου, η ανάλυση της θερμοκρασίας του δομικού μέλους πραγματοποιείται για συγκεκριμένη χρονική περίοδο, χωρίς φάση ψύξης.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Η συγκεκριμένη χρονική περίοδος μπορεί να δίδεται από τους εθνικούς κανονισμούς ή να λαμβάνεται από το παράρτημα ΣΤ σύμφωνα με όσα προδιαγράφονται στο Εθνικό Προσάρτημα.*

- στην περίπτωση προσομοιώματος πυρκαγιάς, η ανάλυση της θερμοκρασίας του δομικού μέλους πραγματοποιείται για όλη τη διάρκεια της πυρκαγιάς, συμπεριλαμβανομένης της φάσης ψύξης.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να θέτει περιορισμένες χρονικές περιόδους ανθεκτικότητας στην πυρκαγιά.*

#### ➤ **Μηχανική Ανάλυση**

Η μηχανική ανάλυση θα πραγματοποιείται για την ίδια χρονική διάρκεια που χρησιμοποιείται στην ανάλυση θερμοκρασίας.

Ο έλεγχος της ανθεκτικότητας στην πυρκαγιά θα πρέπει να γίνεται συναρτήσει του χρόνου:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (2.1)$$

ή της ανθεκτικότητας:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad (2.2)$$

ή της θερμοκρασίας:

$$\Theta_d \leq \Theta_{cr,d} \quad (2.3)$$

όπου:

$t_{fi,d}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ανθεκτικότητας στην πυρκαγιά

$t_{fi,requ}$  είναι ο απαιτούμενος χρόνος ανθεκτικότητας στην πυρκαγιά

$R_{fi,d,t}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ανθεκτικότητας στην πυρκαγιά του μέλους σε κατάσταση πυρκαγιάς σε χρόνο  $t$

$E_{fi,d,t}$  είναι η τιμή σχεδιασμού των συναφών αποτελεσμάτων των δράσεων σε κατάσταση πυρκαγιάς σε χρόνο  $t$

$\Theta_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θερμοκρασίας των υλικών

$\Theta_{cr,d}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της κρίσιμης θερμοκρασίας των υλικών

#### 4.1.2 Θερμικές δράσεις για ανάλυση θερμοκρασίας

##### ➤ Ονομαστικές καμπύλες θερμοκρασίας – χρόνου

###### Πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας – χρόνου

Η πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας – χρόνου δίδεται από:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t+1) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (3.4)$$

όπου

$\Theta_g$  είναι η θερμοκρασία των αερίων στο πυροδιαμέρισμα [ $^{\circ}\text{C}$ ]

$t$  είναι ο χρόνος [min]

Ο συντελεστής αγωγίμης μεταφοράς θερμότητας είναι:

$$\alpha_c = 25 \text{W/m}^2\text{K}$$

###### Καμπύλη εξωτερικής πυρκαγιάς

Η καμπύλη εξωτερικής πυρκαγιάς δίδεται από:

$$\Theta_g = 660(1 - 0.687e^{-32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (3.5)$$

Όπου

$\Theta_g$  είναι η θερμοκρασία κοντά στο μέλος [ $^{\circ}\text{C}$ ]

$t$  είναι ο χρόνος [min]

Ο συντελεστής αγωγίμης μεταφοράς θερμότητας είναι:

$$\alpha_c = 25 \text{W/m}^2\text{K}$$

###### Καμπύλη υδρογονανθράκων

Η καμπύλη θερμοκρασίας – χρόνου για την καύση υδρογονανθράκων δίδεται από:

$$\Theta_g = 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.625e^{-2.5t}) + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (3.6)$$

όπου

$\Theta_g$  είναι η θερμοκρασία των αερίων στο πυροδιαμέρισμα [ $^\circ\text{C}$ ]  
 $t$  είναι ο χρόνος [min]

Ο συντελεστής αγωγίμης μεταφοράς θερμότητας είναι:

$$\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$$

### ➤ Φυσικά απλοποιημένα προσομοιώματα πυρκαγιάς

#### Γενικά

Τα απλά προσομοιώματα πυρκαγιάς βασίζονται σε συγκεκριμένες φυσικές παραμέτρους με περιορισμένο πεδίο εφαρμογής.

Για τις πυρκαγιές σε πυροδιαμερίσματα λαμβάνεται μια ομοιόμορφη, ως συνάρτηση του χρόνου, κατανομή της θερμοκρασίας. Μια μη-ομοιόμορφη κατανομή της θερμοκρασίας, ως συνάρτηση του χρόνου, λαμβάνεται στην περίπτωση τοπικών πυρκαγιών.

Στις περιπτώσεις στις οποίες χρησιμοποιούνται απλά προσομοιώματα πυρκαγιάς, ο συντελεστής αγωγίμης μεταφοράς θερμότητας θα πρέπει να λαμβάνεται ως  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ .

#### Πυρκαγιές σε πυροδιαμερίσματα

Οι θερμοκρασίες των αερίων θα προσδιορίζονται βάσει των φυσικών παραμέτρων, λαμβάνοντας τουλάχιστον υπόψη την πυκνότητα των καύσιμων φορτίων και τις συνθήκες αερισμού.

Για τα εξωτερικά μέλη, η θερμική ροή ακτινοβολίας θα πρέπει να υπολογίζεται ως το άθροισμα των συμβόλων τόσο του πυροδιαμερίσματος όσο και των φλογών που αναδύονται από τα ανοίγματα.

#### Τοπικές πυρκαγιές

Στις περιπτώσεις στις οποίες είναι απίθανη η εμφάνιση φουντώματος, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι θερμικές δράσεις μιας τοπικής πυρκαγιάς.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να καθορίζει την διαδικασία για τον υπολογισμό των συνθηκών θέρμανσης. Στο παράρτημα Γ του EC1 part 1-2 δίδεται μια μέθοδος υπολογισμού των θερμικών δράσεων από τοπικές πυρκαγιές.*

### 4.1.3 Μηχανικές δράσεις για ανάλυση του φορέα

#### ➤ Γενικά

Οι επιβαλλόμενες και παρεμποδιζόμενες διαστολές και παραμορφώσεις οι οποίες προκαλούνται από τις μεταβολές της θερμοκρασίας, που οφείλονται στην έκθεση σε πυρκαγιά, προκαλούν εντατικά μεγέθη, π.χ. δράσεις και ροπές, τα οποία θα λαμβάνονται υπόψη με την εξαίρεση των περιπτώσεων εκείνων στις οποίες:

- μπορούν να αναγνωρίζονται εκ των προτέρων είτε ως αμελητέα είτε ως ευνοϊκά
- αντιμετωπίζονται είτε από συντηρητικά επιλεγμένα προσομοιώματα και συνοριακές συνθήκες, και/ ή από συντηρητικά καθορισμένες προδιαγραφές πυροπροστασίας.

Για μια εκτίμηση των έμμεσων δράσεων θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα ακόλουθα:

- παρεμποδιζόμενες θερμικές διαστολές των ίδιων των μελών, π.χ. υποστυλώματα σε πολυώροφους πλαισιωτούς φορείς με άκαμπτους τοίχους.
- διαφοροποίηση της θερμικής διαστολής μέσα σε υπερστατικά μέλη, π.χ. συνεχείς πλάκες δαπέδων,
- θερμικές κλιμακώσεις σε διατομές που έχουν ως αποτέλεσμα εσωτερικές τάσεις
- θερμική διαστολή των προσκείμενων μελών, π.χ. μετατόπιση μιας κεφαλής υποστυλώματος που οφείλεται στη διαστελλόμενη πλάκα δαπέδου, ή διαστολή αναρτημένων καλωδίων
- θερμική διαστολή μελών που επηρεάζουν άλλα μέλη έξω από το πυροδιαμέρισμα

Οι τιμές σχεδιασμού των έμμεσων δράσεων που οφείλονται στην πυρκαγιά  $A_{ind,d}$  θα πρέπει να προσδιορίζονται βάσει των τιμών σχεδιασμού των θερμικών και μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών που δίδονται στα Μέρη σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς των EN 1992 έως EN 1996 και EN 1999 και της σχετικής έκθεσης σε πυρκαγιά.

Οι έμμεσες δράσεις από προσκείμενα μέλη δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη στις περιπτώσεις στις οποίες οι απαιτήσεις πυρασφάλειας αφορούν μέλη υπό κανονικές συνθήκες πρότυπης πυρκαγιάς.

#### ➤ Ταυτόχρονο των δράσεων

##### **Δράσεις από τον σχεδιασμό υπό κανονικές θερμοκρασίες**

Οι δράσεις θα λαμβάνονται υπόψη όπως και στον σχεδιασμό υπό κανονικές θερμοκρασίες, εάν υπάρχει πιθανότητα να δράσουν κατά την κατάσταση της πυρκαγιάς.

Θα χρησιμοποιούνται, σύμφωνα με το EN 1990, αντιπροσωπευτικές τιμές των μεταβλητών δράσεων, που να λαμβάνουν υπόψη την τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού της έκθεσης σε πυρκαγιά.

Μείωση των επιβαλλόμενων φορτίων λόγω ανάφλεξης δεν θα λαμβάνεται υπόψη.

Οι περιπτώσεις στις οποίες τα φορτία χιονιού δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη, λόγω της τήξης του χιονιού, θα εκτιμώνται κατά περίπτωση.

Δράσεις οι οποίες προκύπτουν από βιομηχανικές δραστηριότητες δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη.

#### Πρόσθετες δράσεις

Η ταυτόχρονη εμφάνιση και άλλων ανεξάρτητων τυχηματικών δράσεων δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη.

Ανάλογα με την προς εξέταση τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού μπορεί, κατά την έκθεση σε πυρκαγιά, να πρέπει να εφαρμόζονται και πρόσθετες δράσεις οι οποίες προκαλούνται από την πυρκαγιά, π.χ πρόσκρουση λόγω κατάρρευσης ενός δομικού μέλους ή βαρέων μηχανημάτων.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η επιλογή των πρόσθετων δράσεων μπορεί να καθορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα.*

Οι αντιπυρικοί τοίχοι μπορεί να χρειαστεί να παραλάβουν ένα οριζόντιο φορτίο πρόσκρουσης σύμφωνα με το EN 1363-2.

#### ➤ 4.1.3.3 Κανόνες συνδυασμού για δράσεις

##### Γενικός κανόνας

Προκειμένου να καθοριστούν τα συναφή αποτελέσματα των δράσεων  $E_{fi,d,t}$  κατά την έκθεση σε πυρκαγιά οι μηχανικές δράσεις θα συνδυάζονται σύμφωνα με το EN 1990 «Βάσεις Σχεδιασμού» για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού.

Η αντιπροσωπευτική τιμή της μεταβλητής δράσης  $Q_1$  μπορεί να λαμβάνεται υπόψη ως η οιονεί – μόνιμη τιμή  $\psi_{2,1}Q_1$ , ή εναλλακτικά ως η συχνή τιμή  $\psi_{1,1}Q_1$ .

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η χρήση της  $\psi_{2,1}Q_1$  είναι η προτεινόμενη.*

##### Απλοποιητικοί κανόνες

1. Στις περιπτώσεις στις οποίες δεν είναι απολύτως απαραίτητο να ληφθούν οι έμμεσες δράσεις, τα αποτελέσματα των δράσεων μπορούν να προσδιορίζονται μέσω ανάλυσης του φορέα για συνδυασμό των δράσεων σύμφωνα με το 4.3.1 για  $t=0$  μόνο. Αυτά τα αποτελέσματα των δράσεων  $E_{fi,d,t}$  μπορούν να θεωρηθούν ως σταθερά κατά τη διάρκεια της έκθεσης στην πυρκαγιά.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το παρόν εδάφιο αφορά, για παράδειγμα, τα εντατικά μεγέθη των δράσεων στις συνοριακές περιοχές και στις στηρίξεις, όπου πραγματοποιείται ανάλυση τμημάτων του φορέα, σύμφωνα με τα Μέρη για τον σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς των EN 1992 έως EN 1996 και EN 1999.*

2. Για μεγαλύτερη απλοποίηση του (1), τα αποτελέσματα των δράσεων μπορεί να εκτιμηθούν από αυτά που προσδιορίζονται κατά τον σχεδιασμό σε κανονικές θερμοκρασίες:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} * E_d \quad (4.1)$$

όπου:

$E_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού των σχετικών αποτελεσμάτων των δράσεων από τον θεμελιώδη συνδυασμό σύμφωνα με το EN 1990

$E_{fi,d}$  είναι η αντίστοιχη σταθερή τιμή σχεδιασμού στην κατάσταση πυρκαγιάς

$\eta_{fi}$  είναι ένας συντελεστής μείωσης ο οποίος ορίζεται στα Μέρη που αφορούν τον σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς των EN 1992 έως EN 1996 και EN 1999.

### Επίπεδο φόρτισης

Στις περιπτώσεις στις οποίες ταξινομημένα σε πίνακες δεδομένα καθορίζονται για ένα επίπεδο φόρτισης αναφοράς, αυτό το επίπεδο φόρτισης αντιστοιχεί σε:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} * R_d \quad (4.2)$$

όπου

$R_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ανθεκτικότητας (αντοχής) του μέλους σε κανονική θερμοκρασία, η οποία προσδιορίζεται από τα EN 1992 έως EN 1996 και EN 1999.

$\eta_{fi,t}$  είναι το επίπεδο φόρτισης για τον σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς.

## 4.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΕΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ

### ➤ Βασικές απαιτήσεις

(1) Σε περιπτώσεις που απαιτείται η μηχανική αντοχή σε περίπτωση πυρκαγιάς, οι κατασκευές από χάλυβα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να διατηρούν τη φέρουσα λειτουργία τους κατά τη διάρκεια του σχετικού χρόνου έκθεσης.

(2) Κριτήρια παραμόρφωσης πρέπει να εφαρμόζονται όπου οι στόχοι της προστασίας ή τα κριτήρια σχεδιασμού για τα διαχωριστικά στοιχεία απαιτούν τη θεώρηση των παραμορφώσεων της φέρουσας κατασκευής.

#### ○ Ονομαστική έκθεση στην πυρκαγιά

(1) Για την πρότυπη έκθεση στην πυρκαγιά τα μέλη θα πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια R ως εξής:

- φέρουσα δυνατότητα μόνον: μηχανική αντοχή (κριτήριο R)

(2) Το κριτήριο R θεωρείται ότι ικανοποιείται όπου η φέρουσα λειτουργία διατηρείται κατά τη διάρκεια του απαιτούμενου χρόνου έκθεσης στην πυρκαγιά.

(3) Για την καμπύλη έκθεσης σε πυρκαγιά προκειμένου για εξωτερικά μέλη, εφαρμόζονται τα ίδια κριτήρια, εν τούτοις η αναφορά σε αυτή την ειδική καμπύλη θα πρέπει να επισημαίνεται με το γράμμα "ef".

(4) Για την καμπύλη έκθεσης σε πυρκαγιά που αντιστοιχεί σε καύση υδρογονανθράκων εφαρμόζονται τα ίδια κριτήρια, εν τούτοις η αναφορά σε αυτήν την ειδική καμπύλη πρέπει να επισημαίνεται με τα γράμματα "HC".

#### ➤ Παραμετρική έκθεση σε πυρκαγιά

(1) Η φέρουσα λειτουργία θεωρείται ότι εξασφαλίζεται όταν η κατάρρευση προλαμβάνεται κατά την πλήρη διάρκεια της πυρκαγιάς, περιλαμβανομένης της φάσεως πτώσης της θερμοκρασίας ή κατά τη διάρκεια μιας απαιτούμενης χρονικής περιόδου.

#### ➤ Δράσεις

(1) Οι θερμικές και μηχανικές δράσεις θα λαμβάνονται από το EN 1991-1-2.

(2) Προσθέτως ως προς το EN 1991-1-2, η ικανότητα ακτινοβολίας των φλογών η σχετική με την επιφάνεια του χάλυβα λαμβάνεται ίση προς 0,7 για τους συνήθεις χάλυβες και ίση προς 0,4 για ανοξειδωτους χάλυβες κατά το Παράρτημα C.

#### ➤ Τιμές σχεδιασμού για τις ιδιότητες του υλικού

(1) Οι τιμές σχεδιασμού των μηχανικών ιδιοτήτων (αντοχή και παραμορφώσεις) του υλικού  $X_{d,fi}$  ορίζονται ως ακολούθως:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

όπου:

$X_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας συγκεκριμένης ιδιότητας αντοχής ή παραμορφώσεως (γενικά  $f_k$  ή  $E_k$ ) που λαμβάνεται υπόψη για συνήθη θερμοκρασία σύμφωνα με το EN 1993-1-1,

$k_{\theta}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για μια ιδιότητα αντοχής ή παραμόρφωσης ( $X_k, \theta / X_k$ ), εξαρτώμενος από τη θερμοκρασία του υλικού

$\gamma_{M,fi}$  είναι ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τις μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα, ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας στην κατάσταση πυρκαγιάς ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής  $\gamma_{M,fi} = 1.0$ .*

(2) Οι τιμές σχεδιασμού για τις θερμικές ιδιότητες του υλικού  $X_{d,fi}$  ορίζονται ως ακολούθως:

- εάν μία αύξηση της τιμής της ιδιότητας είναι ευνοϊκή για την ασφάλεια:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$



- εάν μία αύξηση της τιμής της ιδιότητας είναι δυσμενής για την ασφάλεια  
 $X_{d,fi} = X_{k,\theta} \cdot \gamma_{M,fi}$  (2.2b)

όπου:

$X_{k,\theta}$  είναι η τιμή της ιδιότητας του υλικού κατά το σχεδιασμό στην κατάσταση πυρκαγιάς, γενικά εξαρτώμενη από τη θερμοκρασία του υλικού, βλέπε κεφάλαιο 3,

$\gamma_{M,fi}$  είναι ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για την αντίστοιχη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς.

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τις θερμικές ιδιότητες του χάλυβα, ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας στην κατάσταση πυρκαγιάς θα ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ .*

### ➤ Μέθοδοι ελέγχου

Το προσομοίωμα του δομικού συστήματος που εφαρμόζεται κατά το σχεδιασμό σύμφωνα με το παρόν Μέρος 1-2 του EN 1993 πρέπει να αντανακλά την αναμενόμενη συμπεριφορά της κατασκευής κατά την πυρκαγιά.

Πρέπει να επιβεβαιώνεται ότι, για τη θεωρούμενη χρονική διάρκεια  $t$  έκθεσης στην πυρκαγιά ισχύει:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.3)$$

όπου:

$E_{fi,d}$  είναι το αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού για την κατάσταση πυρκαγιάς, το οποίο προσδιορίζεται σύμφωνα με το EN 1991-1-2, περιλαμβανομένων των αποτελεσμάτων των θερμικών διαστολών και μετατοπίσεων.

$R_{fi,d,t}$  είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού για την κατάσταση πυρκαγιάς.

## 3.2 Μηχανικές ιδιότητες των συνήθων χάλυβων

### 3.2.1 Ιδιότητες σχετικές με την αντοχή και τις παραμορφώσεις

(1) Για ρυθμούς θέρμανσης μεταξύ 2 και 50 K/min, τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης του χάλυβα σε ψηλές θερμοκρασίες θα λαμβάνονται από τη σχέση τάσεων - παραμορφώσεων που δίδεται στο Σχήμα 3.1.

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** Για τους κανόνες του παρόντος πρότυπου υποτίθεται ότι οι ρυθμοί θέρμανσης βρίσκονται μέσα στα παραπάνω όρια.

(2) Η σχέση που δίδεται στο Σχήμα 3.1 μπορεί να χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των αντοχών σε

εφέλκυσμό, θλίψη, κάμψη ή διάτμηση.

(3) Ο Πίνακας 3.1 δίνει τους μειωτικούς συντελεστές για τις ιδιότητες του χάλυβα (σε υψηλές

θερμοκρασίες) που συνδέονται με το διάγραμμα τάσεων - ανηγμένων παραμορφώσεων, το οποίο δίδεται στο Σχήμα 3.1. Οι παραπάνω μειωτικοί συντελεστές ορίζονται ως εξής:

- ενεργός τάση διαρροής ως προς την τάση διαρροής σε  $20^{\circ}\text{C}$ :

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$$

- όριο ανάλογίας ως προς την τάση διαρροής σε  $20^{\circ}\text{C}$ :  $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$

- κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής ως προς την κλίση στους  $20^{\circ}\text{C}$ :  $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** Η μεταβολή των παραπάνω τριών μειωτικών συντελεστών συναρτῆσει της θερμοκρασίας φαίνεται στο Σχήμα 3.2.

(4) Εναλλακτικά, για θερμοκρασίες μικρότερες των  $400^{\circ}\text{C}$ , η σχέση τάσεων - παραμορφώσεων που καθορίζεται στην (1) μπορεί να επεκταθεί με τις παραμορφώσεις κράτυνσης που δίδονται στο Παράρτημα Α, υπό την προϋπόθεση ότι τοπικός ή καθολικός λυγισμός δεν οδηγεί σε πρόωρη αστοχία.

### 3.2.2 Πυκνότητα

(1) Η πυκνότητα του χάλυβα  $\rho_a$  μπορεί να θεωρείται ότι είναι ανεξάρτητη από τη θερμοκρασία του. Η ακόλουθη τιμή μπορεί να λαμβάνεται υπόψη:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΘΕΩΡΙΑΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ

Ο σκοπός του σχεδιασμού των κατασκευών , είναι ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων ενός φορέα , υποκείμενου σε συγκεκριμένες φορτίσεις υποδεικνυόμενες από τους εκάστοτε Κανονισμούς Φορτίσεων και τις επικρατούσες συνθήκες, και ο έλεγχος επάρκειας αυτού . Τα εντατικά μεγέθη του φορέα εξάγονται από την στατική Ανάλυσή του .

Με την εξέλιξη των υπολογιστικών μέσων , είναι πλέον ιδιαιτέρως ευχερής η ανάλυση φορέων με μεθόδους μεγάλης ακρίβειας . Οι χρησιμοποιούμενες θεωρίες πρέπει να είναι τόσο προσεγγιστικές όσο επιτρέπεται και τόσο ακριβείς όσο επιβάλλεται .

Η συμπεριφορά των κατασκευών επηρεάζεται από δύο μη γραμμικότητες :

1. μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών (χάλυβας) – δηλαδή η σχέση μεταξύ αναπτυσσόμενων τάσεων από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις δεν είναι γραμμική .Υπάρχει ελαστοπλαστική συμπεριφορά των διατομών. Το όριο διαρροής του υλικού μπορεί να μικρότερο από τις αναπτυσσόμενες τάσεις.
2. γεωμετρική μη γραμμικότητα , λόγω μεγάλων μετατοπίσεων . Η πραγματική γεωμετρία τόσο στην αφόρτιστη όσο και στη κατάσταση λειτουργίας απέχει από την ιδεατή , με την οποία ο φορέας αναλύεται . Η διαφορά αυτή οφείλεται σε διάφορους παράγοντες όπως ατέλειες παραγωγής , κατασκευαστικές ατέλειες , παραμορφώσεις του φορέα λόγω φόρτισης , θερμοκρασιακά φορτία .

Οι μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών διακρίνονται από το εάν λαμβάνουν υπόψιν και σε ποιον βαθμό τις ανωτέρω μη γραμμικότητες.

Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται οι μέθοδοι ανάλυσης σύμφωνα με την ορολογία του Ευρωκώδικα 3 :

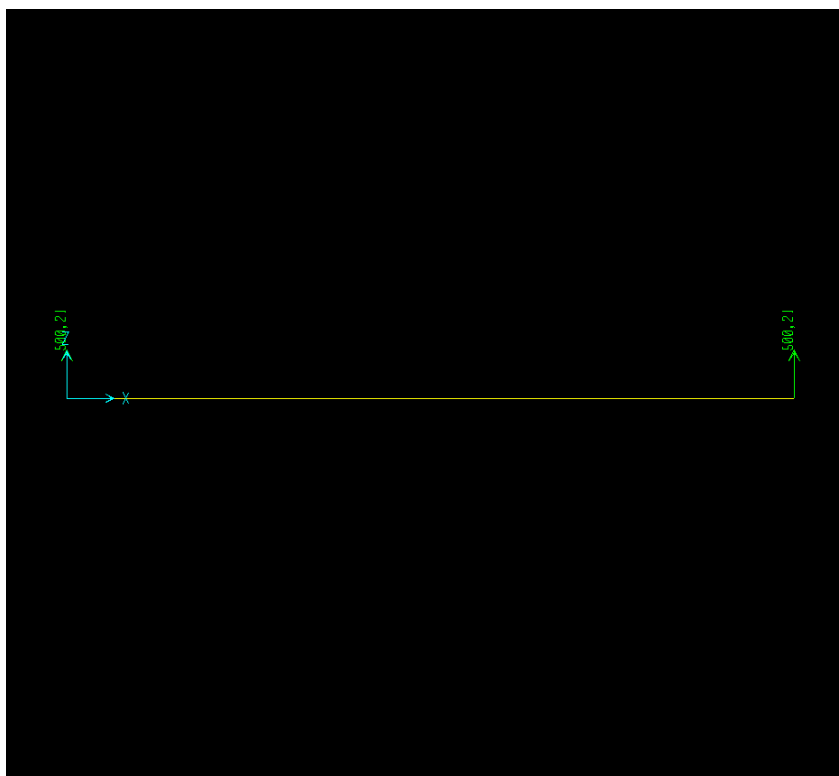
		ΑΤΕΛΕΙΕΣ	ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΥΛΙΚΟΥ	
			ΓΡΑΜΜΙΚΗ	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ	ΓΡΑΜΜΙΚΗ	ΟΧΙ	LA	MNA
	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ	ΟΧΙ	GNA	GMNA
		ΝΑΙ	GNIA	GMNIA
LA : Linear Analysis				
MNA : Materially non-linear Analysis				
GNA : Geometrically non-linear Analysis				
GMNA : Geometrically and Materially non-linear Analysis				
GNIA : Geometrically non-linear Analysis with Imperfections				
GMNIA : Geometrically and Materially non-linear Analysis with Imperfections				

Η ανάλυση η οποία θα πραγματοποιηθεί για την ανάλυση και το σχεδιασμό των προσομοιωμάτων της παρούσας εργασίας θα είναι ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΟ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ , σε μια προσπάθεια ρεαλιστικού ελέγχου της συμπεριφοράς του φορέα . Επιπλέον θα ληφθούν υπόψιν οι επιρροές **P-δ** (γεωμετρική μη γραμμικότητα ) , καθώς και τα **φαινόμενα μεγάλων μετατοπίσεων** (large displacement effects) – ανάλυση 3<sup>ης</sup> τάξης . Στην περίπτωση αυτή , και αφού ο φορέας έχει μεταβεί στην πλαστική περιοχή παραμορφώσεων , ενεργοποιεί όλες τις εφεδρείες δυνάμεων που διαθέτει .

Σκοπός μας δεν είναι η μαθηματική ανάπτυξη και τεκμηρίωση της θεωρίας 3<sup>ης</sup> τάξης . Για την κατανόησή της όμως θα εκτελέσουμε ένα θεωρητικό πείραμα . Θα αναλύσουμε μία ράβδο τυχαίας διατομής , έστω HEA200 με σταδιακά αυξανόμενη φόρτιση , αρκετά υψηλότερη από το όριο διαρροής , αφενός γραμμικά ελαστικά , αφετέρου μη γραμμικά ελαστο-πλαστικά . Θα γίνει σύγκριση των εντατικών μεγεθών των δύο αναλύσεων .

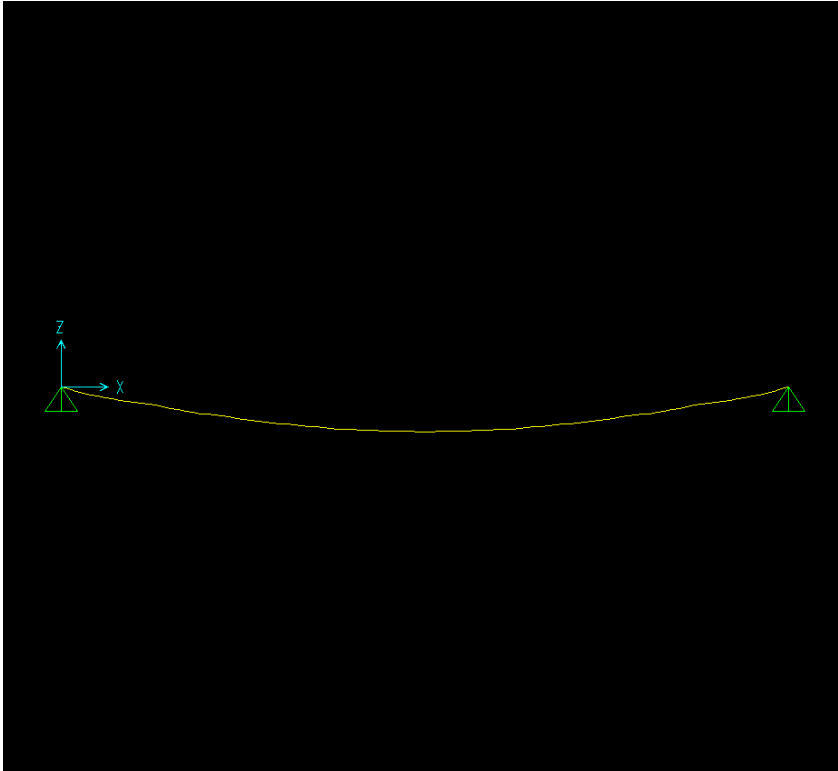
Η ράβδος που θα εξεταστεί είναι διατομής HEA200 , μήκους 1m , αμφιέριστη, με εξωτερικό κατανεμημένο φορτίο  $q$  . Ποιότητα χάλυβα S235 . Η ανάλυση θα εκτελεστεί με χρήση του λογισμικού SAP2000 v14.2.0 .

- **ΒΗΜΑ 1 :  $q = 1000 \text{ kN}$**



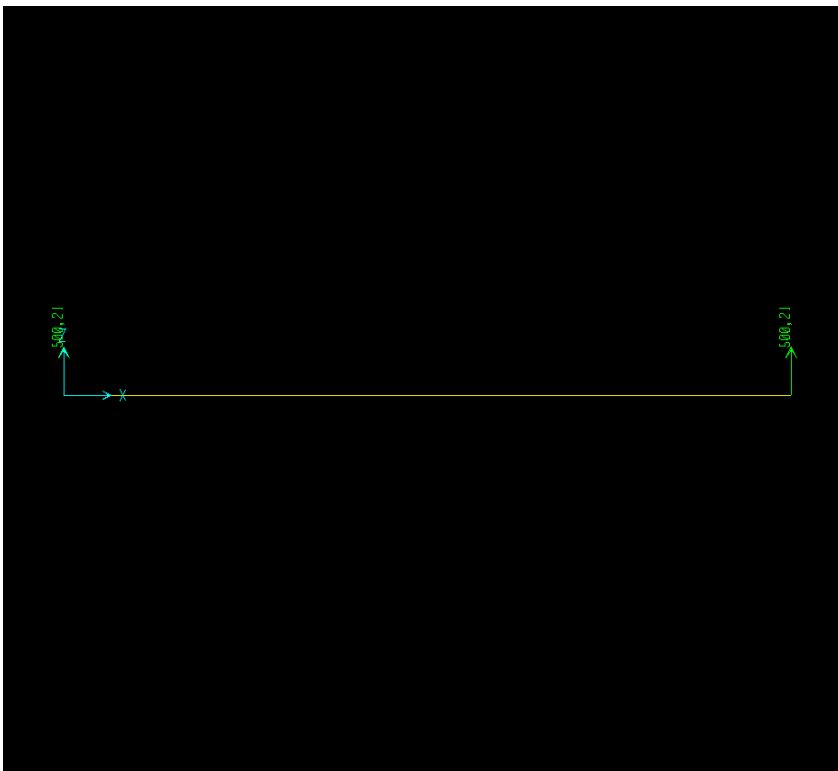
ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ  
ΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝ  
ΟΣ ΦΟΡΕΑΣ

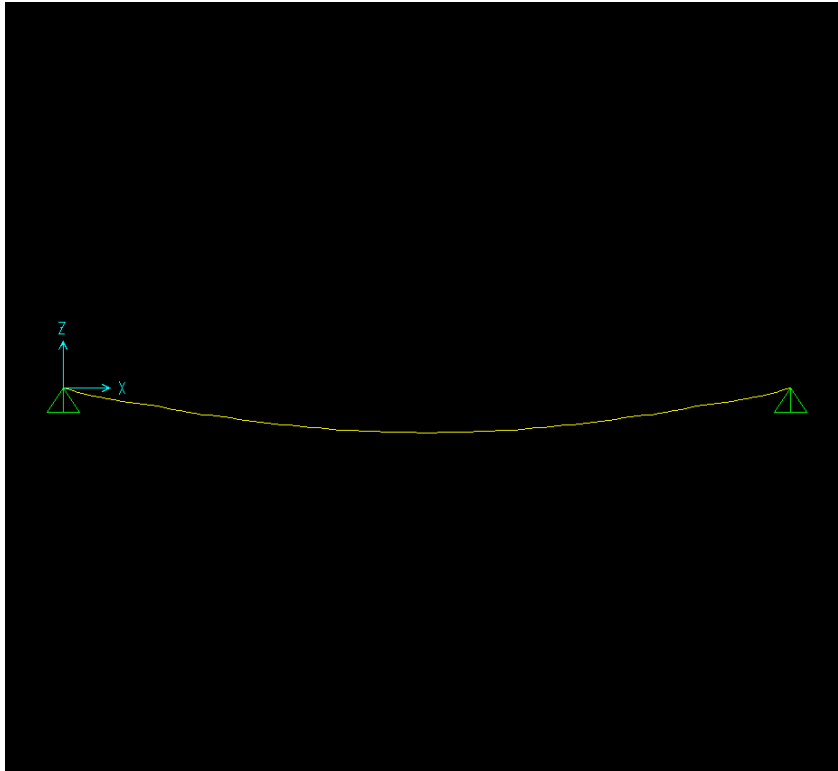


- **ΒΗΜΑ 1 :  $q = 1000 \text{ kN}$**

ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΟ-  
ΠΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ  
ΣΤΗΡΙΞΗΣ

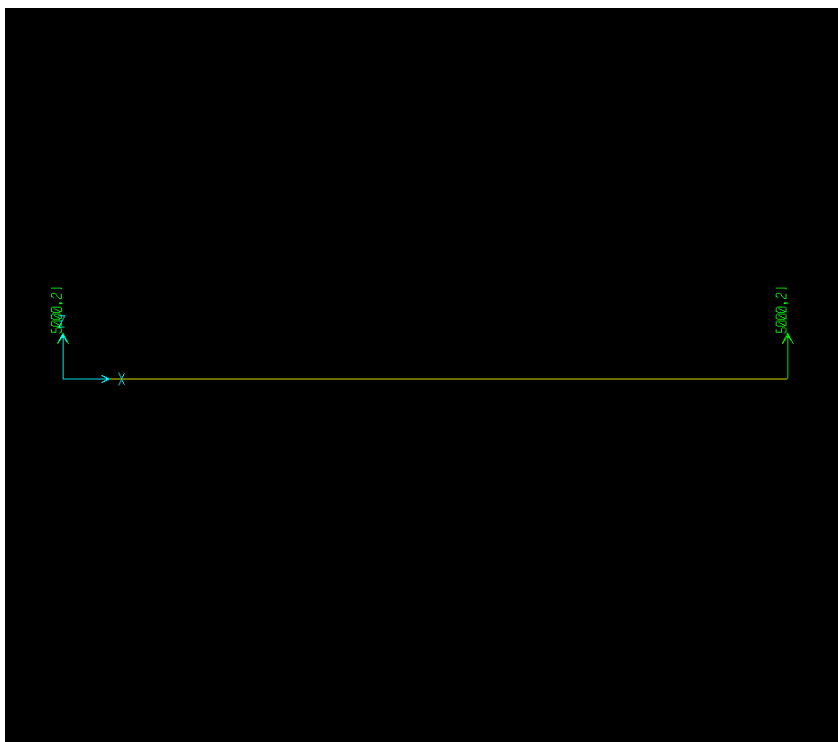


ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΟ-  
ΠΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝ  
ΟΣ ΦΟΡΕΑΣ

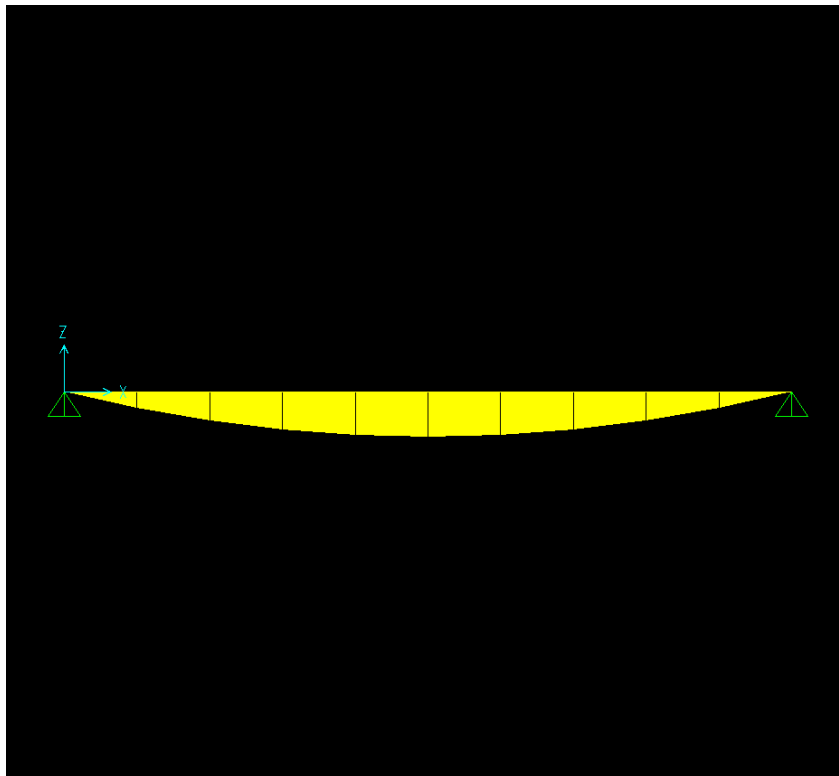


- **ΒΗΜΑ 2 :  $q = 10000$  kN**

ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ  
ΣΤΗΡΙΞΗΣ

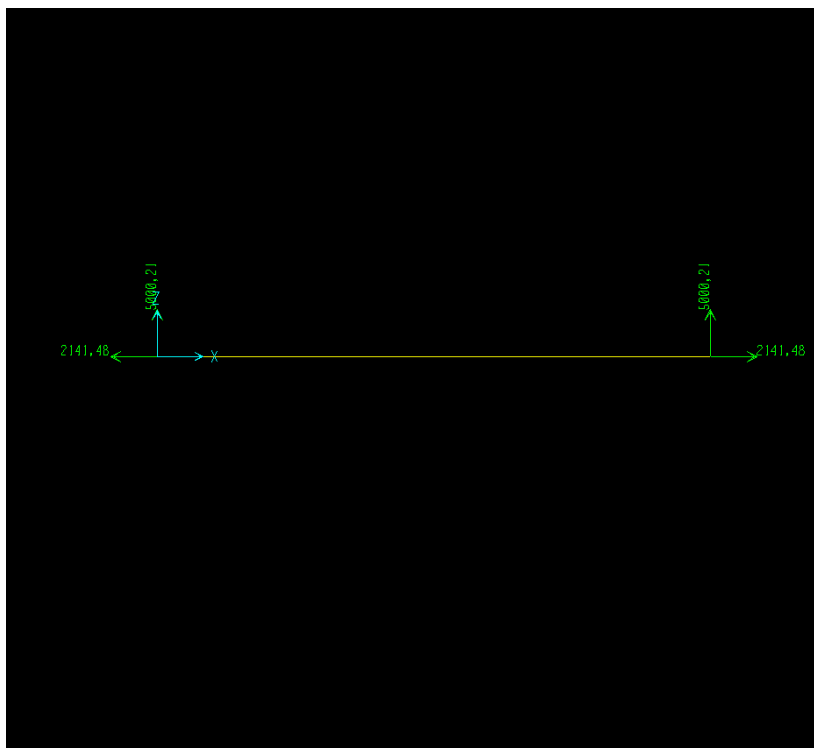


ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ



$M_{\max}=1250,05$   
kNm

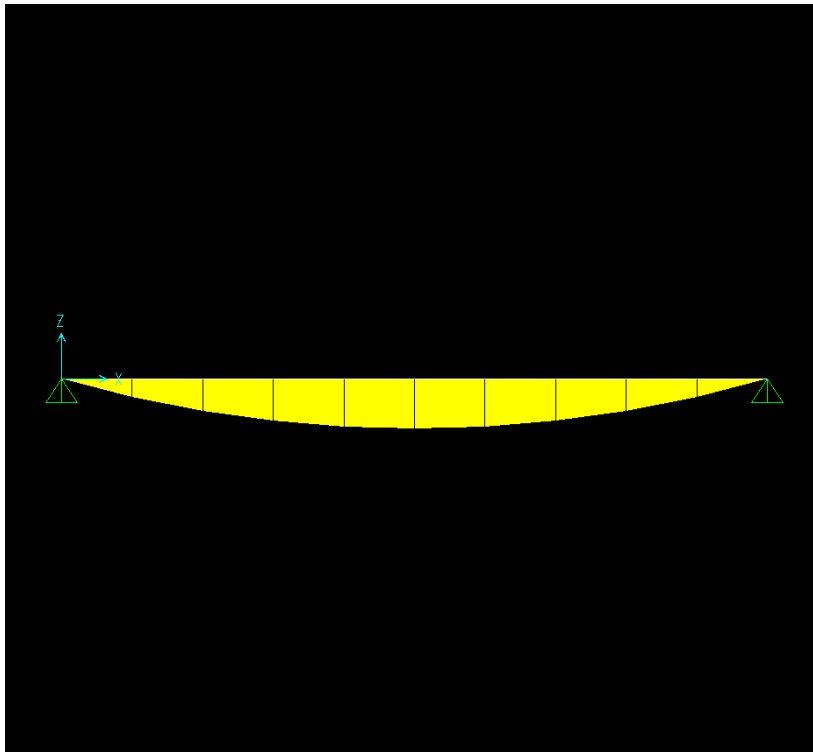
- **ΒΗΜΑ 2 :  $q = 10000$  Kn**



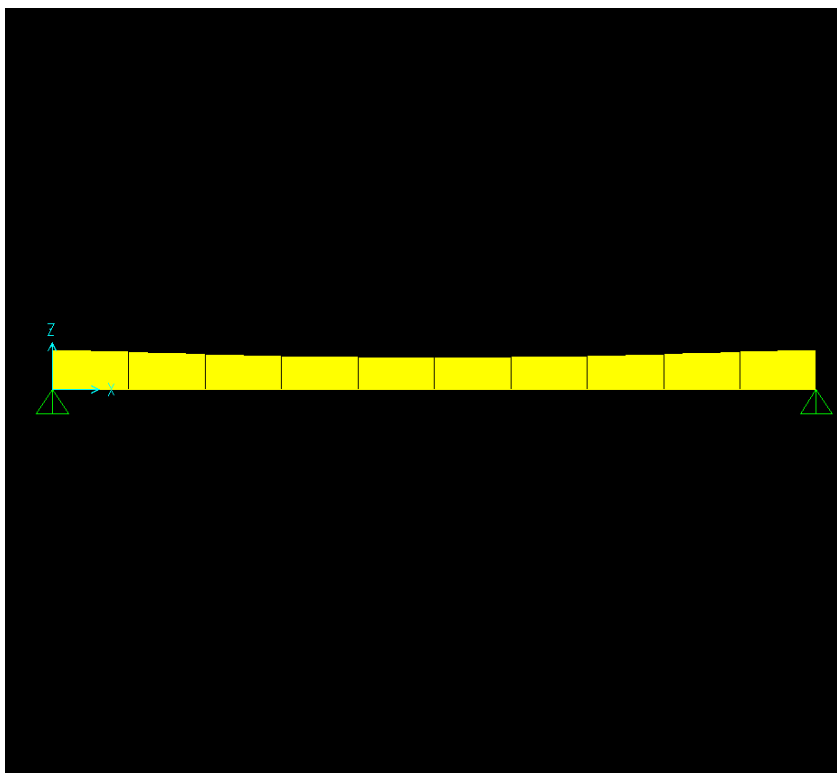
ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΟ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ  
ΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΟ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ  
ΚΑΜΨΗΣ

$M_{\max}=1183,75$   
kNm



ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ  
ΕΛΑΣΤΟ-  
ΠΛΑΣΤΙΚΗ  
ΑΝΑΛΥΣΗ –  
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ  
ΑΞΟΝΙΚΩΝ  
ΔΥΝΑΜΕΩΝ





- Παρατηρούμε ότι στη ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ , παρά την παρουσία μόνο κατακόρυφων φορτίων , αναπτύσσεται αξονική δύναμη στο μέλος ! Το φαινόμενο αυτό είναι ακριβώς η επιρροή της θεωρίας 3<sup>ης</sup> τάξης . Το μέλος έχοντας πλαστικοποιηθεί πλήρως , αναλαμβάνει πολύ μεγάλες παραμορφώσεις . Προκειμένου να ανταποκριθεί στις παραμορφώσεις αυτές , ο φορέας αρχίζει και λειτουργεί ως ΚΑΛΩΔΙΟ , αναπτύσσοντας αξονική δύναμη . Η αξονική δύναμη , σε συνδυασμό με την κάθετη βύθιση του μέλους , δημιουργεί μια επιπλέον ροπή αντίδρασης , η οποία μαζί με την εσωτερική ροπή του μέλους ανθίσταται στον εξωτερικό παράγοντα .
- Επιπλέον παρατηρούμε ότι στην γραμμική ελαστική ανάλυση η μέγιστη ροπή του μέλους είναι μεγαλύτερη από αυτήν στη μη γραμμική ανάλυση . Συνεπώς συμπεραίνουμε ότι με τη μη γραμμική θεώρηση υπάρχει εφεδρεία δυνάμεων στο φορέα .

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης της ράβδου , για τις δύο προαναφερθείσες περιπτώσεις .

TABLE 1: Element Joint Forces - Frames LINEAR ELASTIC ANALYSIS q=10000kN									
Frame	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	3	DEAD	LinStatic	0	0	5000,207	0	0	0
3	5	DEAD	LinStatic	0	0	-4000,166	0	0	-450,019
4	5	DEAD	LinStatic	0	0	4000,166	0	0	450,0186
4	6	DEAD	LinStatic	0	0	-3000,124	0	0	-800,033
5	6	DEAD	LinStatic	0	0	3000,124	0	0	800,0331
5	7	DEAD	LinStatic	0	0	-2000,083	0	0	-1050,04
6	7	DEAD	LinStatic	0	0	2000,083	0	0	1050,044
6	8	DEAD	LinStatic	0	0	-1000,041	0	0	-1200,05
7	8	DEAD	LinStatic	0	0	1000,041	0	0	1200,05
7	9	DEAD	LinStatic	0	0	3,07E-12	0	0	-1250,05
8	9	DEAD	LinStatic	0	0	2,842E-12	0	0	1250,052
8	10	DEAD	LinStatic	0	0	1000,041	0	0	-1200,05
9	10	DEAD	LinStatic	0	0	-1000,041	0	0	1200,05
9	11	DEAD	LinStatic	0	0	2000,083	0	0	-1050,04
10	11	DEAD	LinStatic	0	0	-2000,083	0	0	1050,044
10	12	DEAD	LinStatic	0	0	3000,124	0	0	-800,033
11	12	DEAD	LinStatic	0	0	-3000,124	0	0	800,0331
11	13	DEAD	LinStatic	0	0	4000,166	0	0	-450,019
12	13	DEAD	LinStatic	0	0	-4000,166	0	0	450,0186
12	4	DEAD	LinStatic	0	0	5000,207	0	0	0

**TABLE 2: Element Forces - Frames - NONLINEAR ELASTOPLASTIC ANALYSIS q=10000kN**

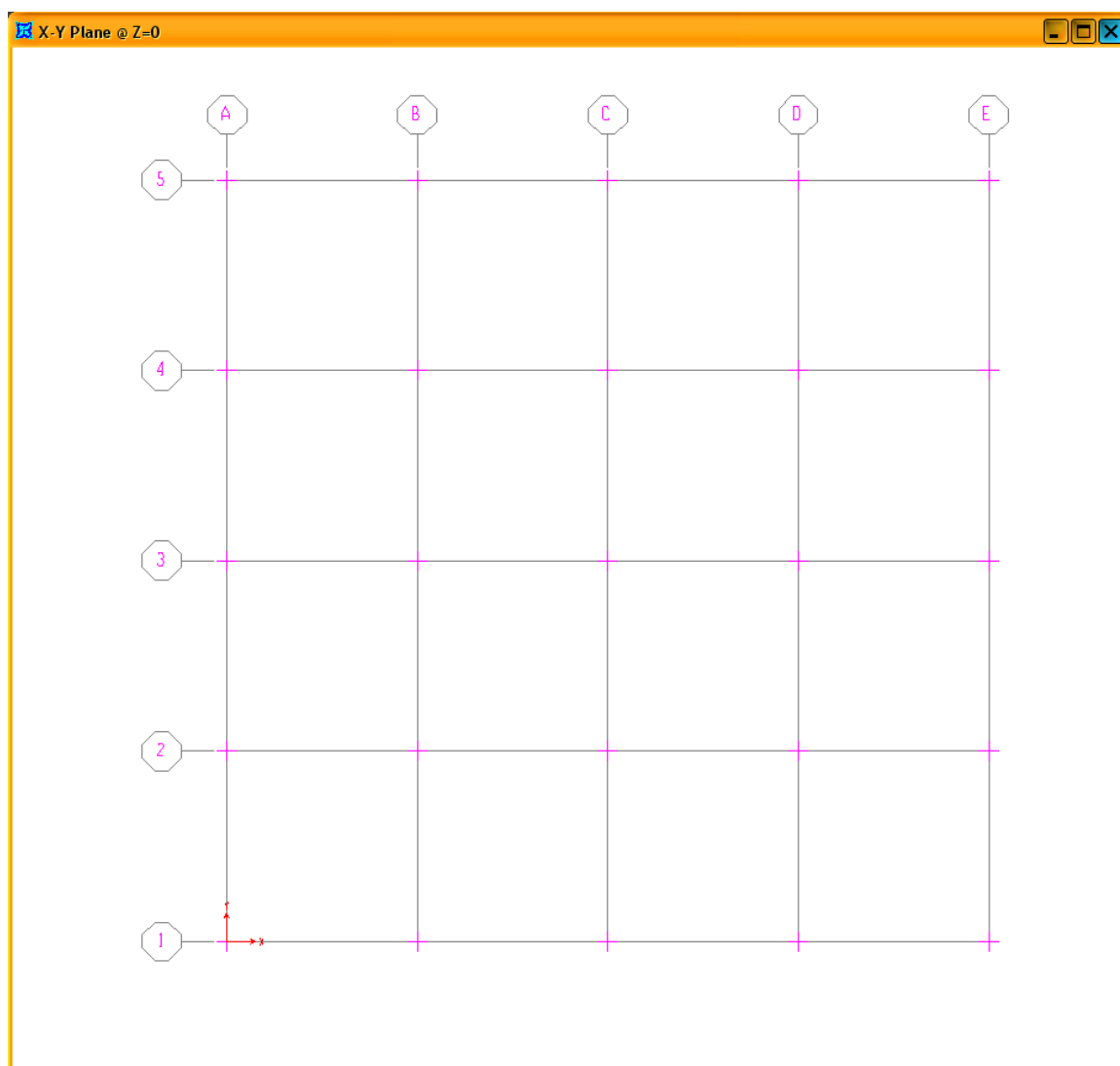
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	0	DEAD	NonStatic	Max	2617,778	-4768,149	0	0	0	0
3	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2520,486	-3772,851	0	0	0	427,05
3	0	DEAD	NonStatic	Min	2617,778	-4768,149	0	0	0	0
3	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2520,486	-3772,851	0	0	0	427,05
4	0	DEAD	NonStatic	Max	2460,737	-3812,088	0	0	0	427,0499
4	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2379,136	-2815,382	0	0	0	758,4234
4	0	DEAD	NonStatic	Min	2460,737	-3812,088	0	0	0	427,0499
4	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2379,136	-2815,382	0	0	0	758,4234
5	0	DEAD	NonStatic	Max	2321,862	-2862,797	0	0	0	758,4234
5	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2260,382	-1864,648	0	0	0	994,7957
5	0	DEAD	NonStatic	Min	2321,862	-2862,797	0	0	0	758,4234
5	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2260,382	-1864,648	0	0	0	994,7957
6	0	DEAD	NonStatic	Max	2216,253	-1916,886	0	0	0	994,7957
6	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2178,082	-917,573	0	0	0	1136,5186
6	0	DEAD	NonStatic	Min	2216,253	-1916,886	0	0	0	994,7957
6	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2178,082	-917,573	0	0	0	1136,5186
7	0	DEAD	NonStatic	Max	2154,23	-972,252	0	0	0	1136,5186
7	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2141,291	27,706	0	0	0	1183,7459
7	0	DEAD	NonStatic	Min	2154,23	-972,252	0	0	0	1136,5186
7	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2141,291	27,706	0	0	0	1183,7459
8	0	DEAD	NonStatic	Max	2141,291	-27,706	0	0	0	1183,7459
8	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2154,23	972,252	0	0	0	1136,5186
8	0	DEAD	NonStatic	Min	2141,291	-27,706	0	0	0	1183,7459
8	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2154,23	972,252	0	0	0	1136,5186
9	0	DEAD	NonStatic	Max	2178,082	917,573	0	0	0	1136,5186
9	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2216,253	1916,886	0	0	0	994,7957
9	0	DEAD	NonStatic	Min	2178,082	917,573	0	0	0	1136,5186
9	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2216,253	1916,886	0	0	0	994,7957
10	0	DEAD	NonStatic	Max	2260,382	1864,648	0	0	0	994,7957
10	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2321,862	2862,797	0	0	0	758,4234
10	0	DEAD	NonStatic	Min	2260,382	1864,648	0	0	0	994,7957
10	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2321,862	2862,797	0	0	0	758,4234
11	0	DEAD	NonStatic	Max	2379,136	2815,382	0	0	0	758,4234
11	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2460,737	3812,088	0	0	0	427,0499
11	0	DEAD	NonStatic	Min	2379,136	2815,382	0	0	0	758,4234
11	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2460,737	3812,088	0	0	0	427,0499
12	0	DEAD	NonStatic	Max	2520,486	3772,851	0	0	0	427,05
12	0,1	DEAD	NonStatic	Max	2617,778	4768,149	0	0	0	-8,078E-13

12	0	DEAD	NonStatic	Min	2520,486	3772,851	0	0	0	427,05
12	0,1	DEAD	NonStatic	Min	2617,778	4768,149	0	0	0	-8,078E-13

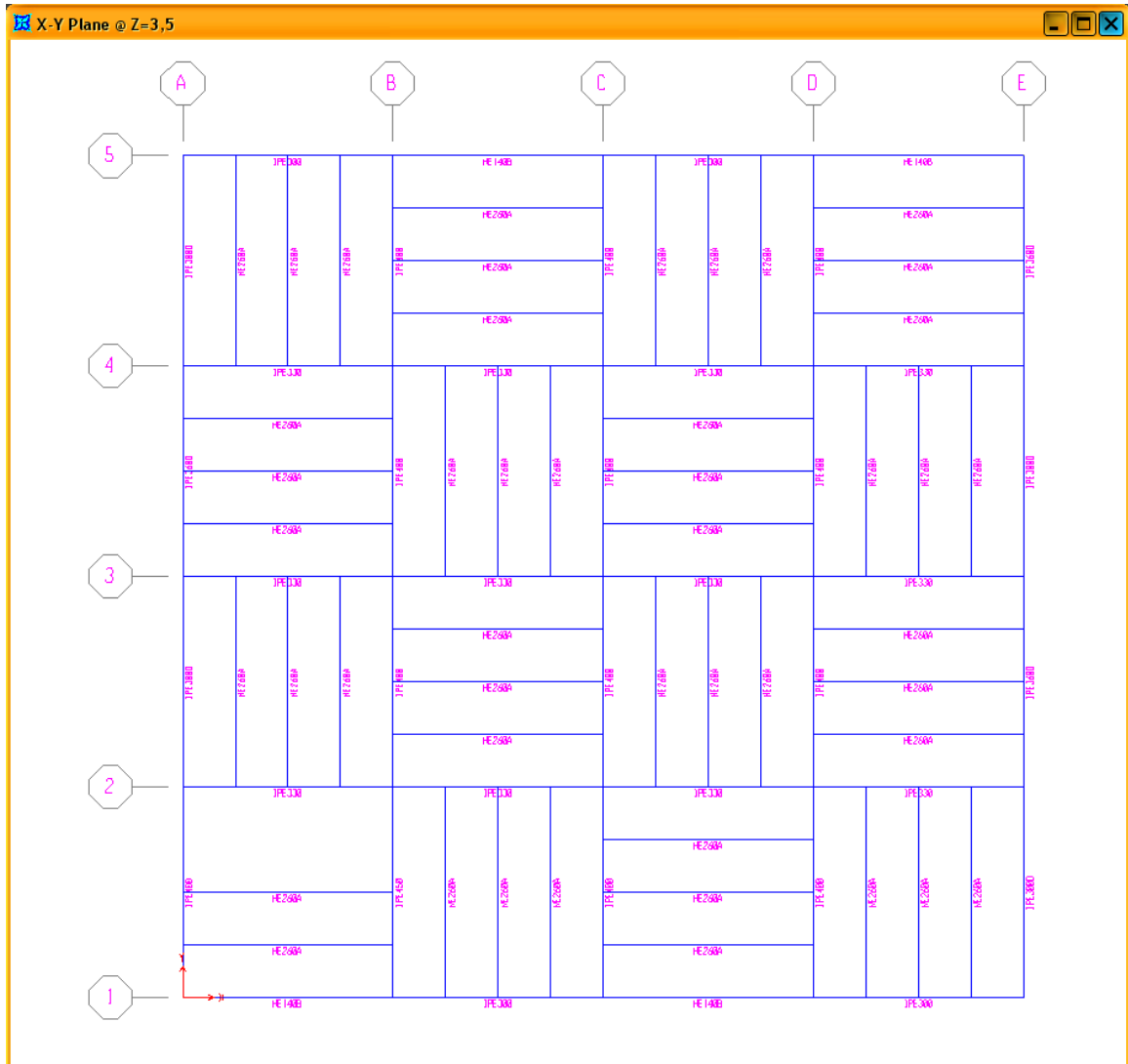
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ 1 ΣΕ ΠΥΡΚΑΓΙΑ

### Γεωμετρικά χαρακτηριστικά φορέα Κτιρίου 1 :

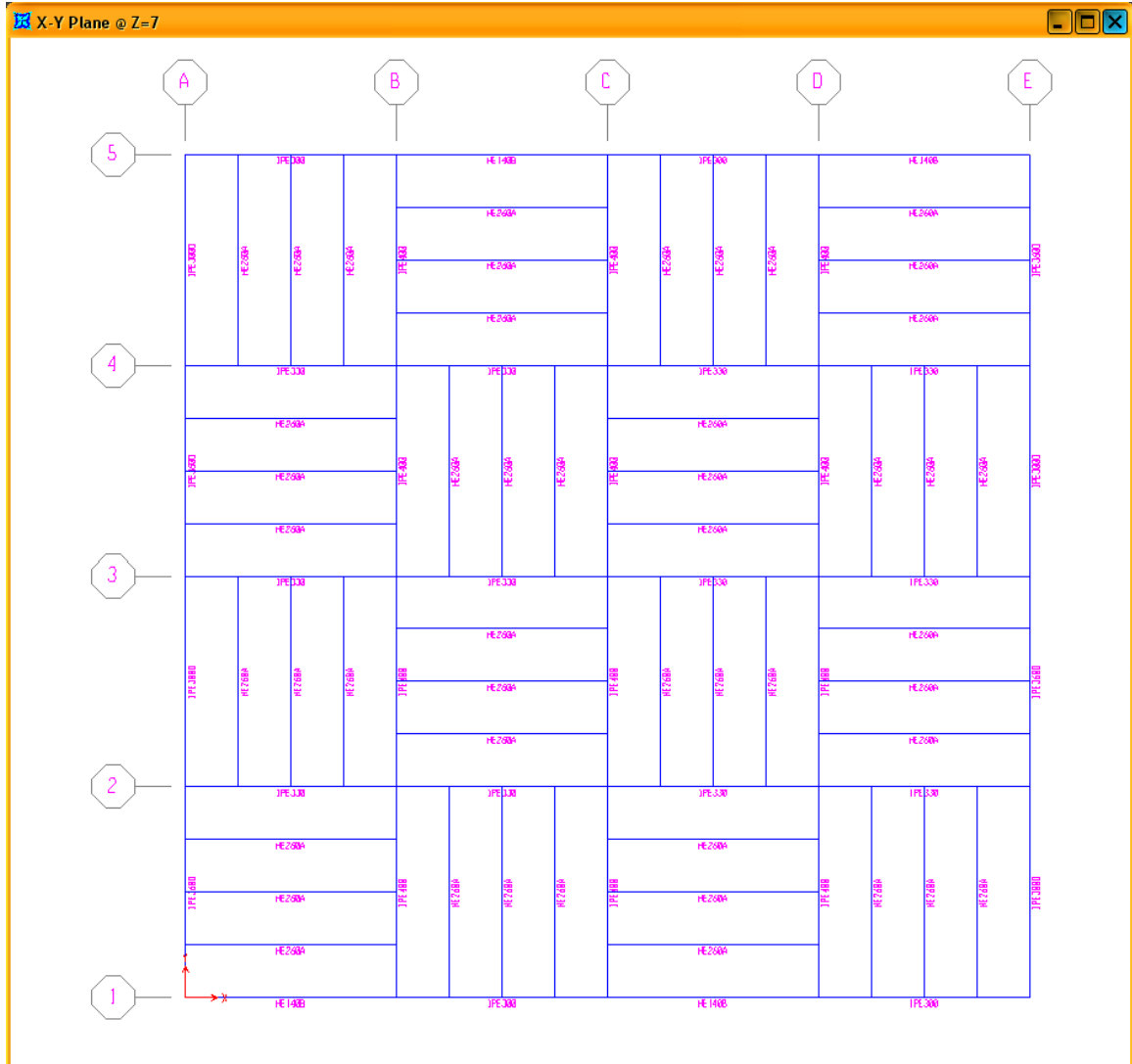
- Οριζόντιες διευθύνσεις X, Y
- Άξονες κατά τη διεύθυνση X : A - E
- Άξονες κατά τη διεύθυνση Y : 1 - 5
- Κατακόρυφη διεύθυνση Z
- Τετραγωνική κάτοψη 28m\*28m
- Τέσσερα (4) ζυγώματα ανοίγματος 7 m σε κάθε διεύθυνση (X,Y)
- Τρεις όροφοι , ύψους 3.5 m έκαστος



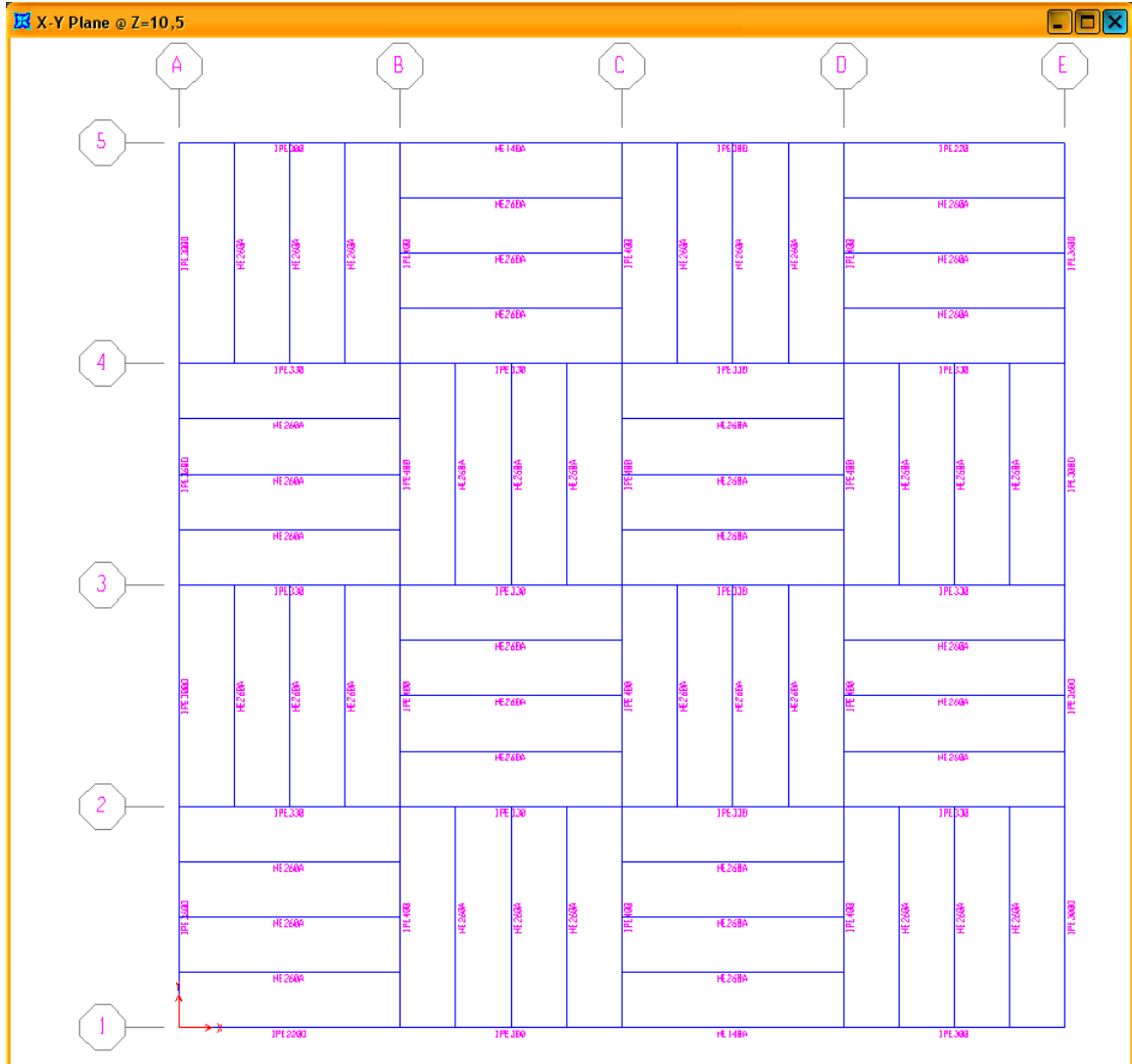
Σχήμα 6.1 : Κάτοψη έδρασης Κτιρίου 1 , στάθμη Z=0



Σχήμα 6.2 : Κάτοψη οροφής Ισογείου Κτιρίου 1, στάθμη Z=3.50



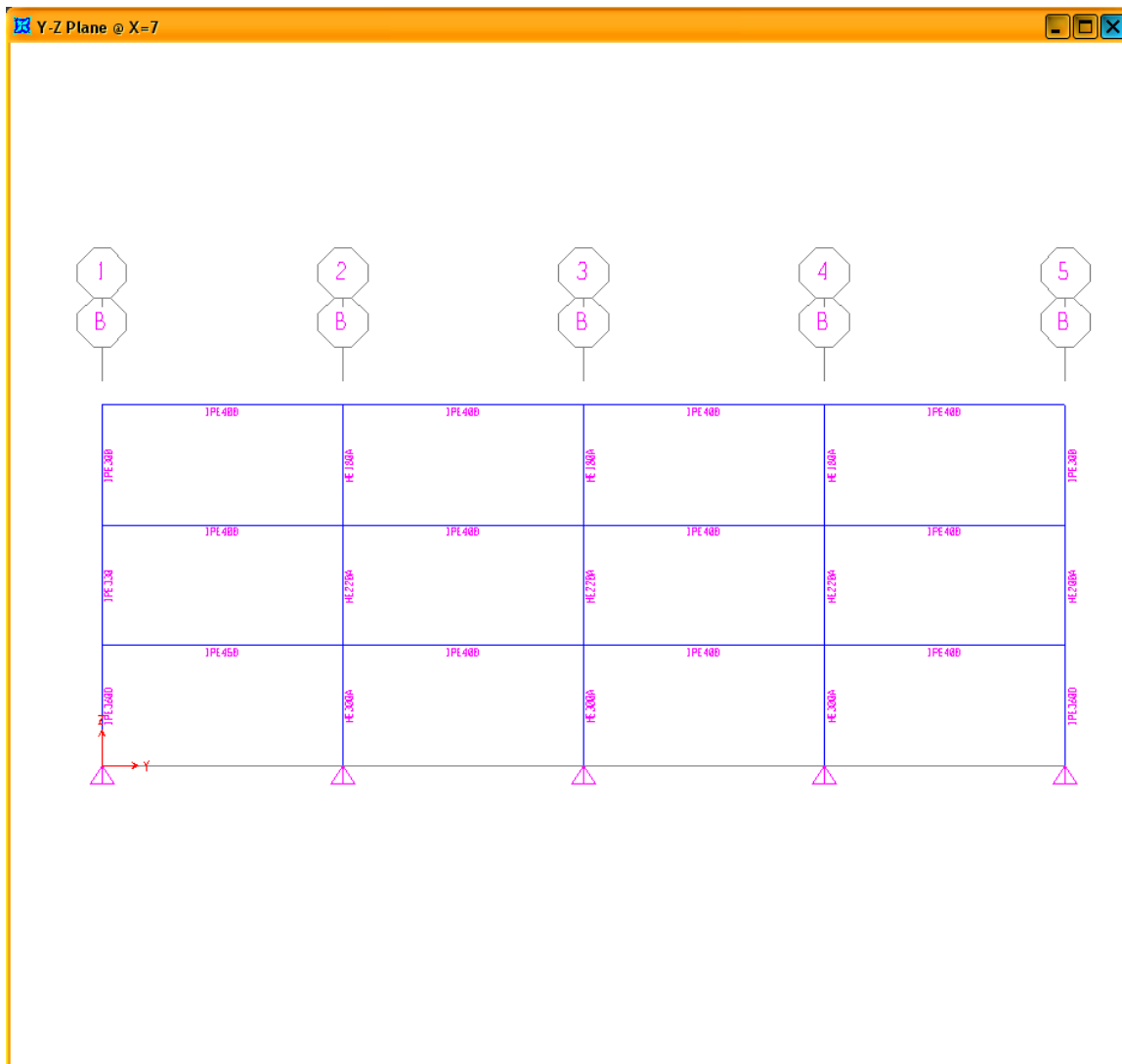
Σχήμα 6.3 : Κάτοψη οροφής Α' ορόφου Κτιρίου 1, στάθμη Z=7.00



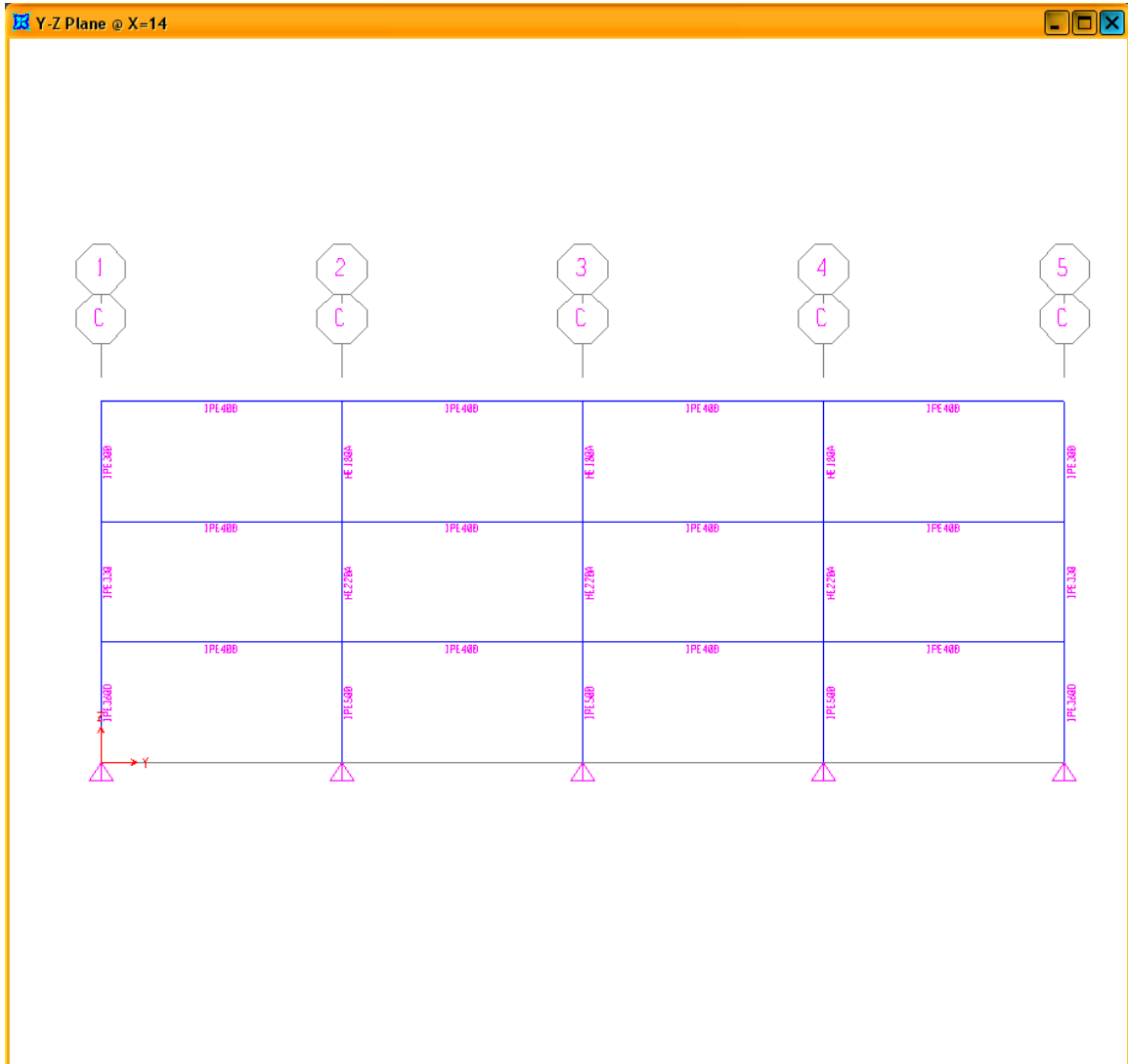
Σχήμα 6.4 : Κάτοψη οροφής Β' ορόφου Κτιρίου 1 στάθμη Z=10.50



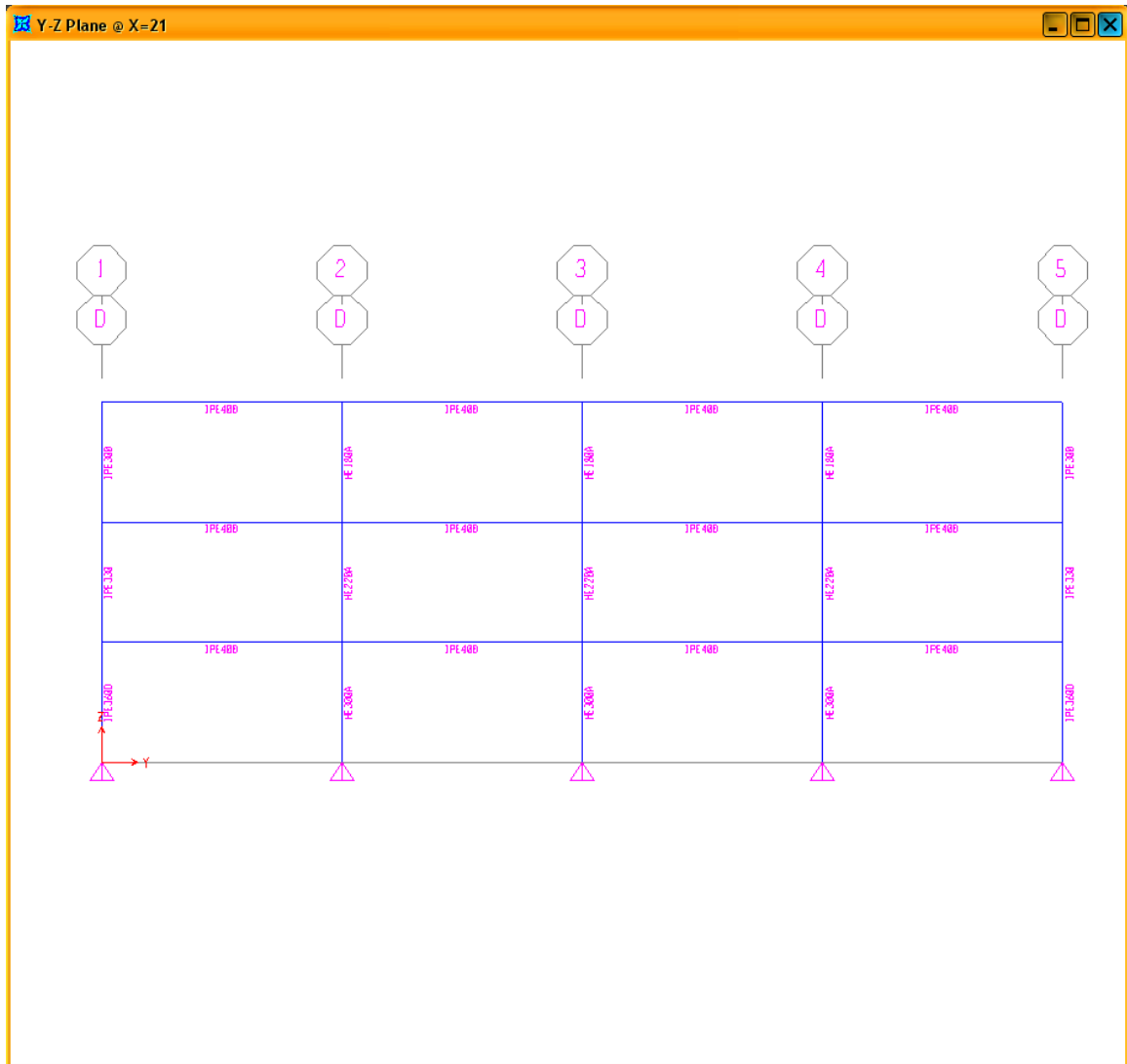




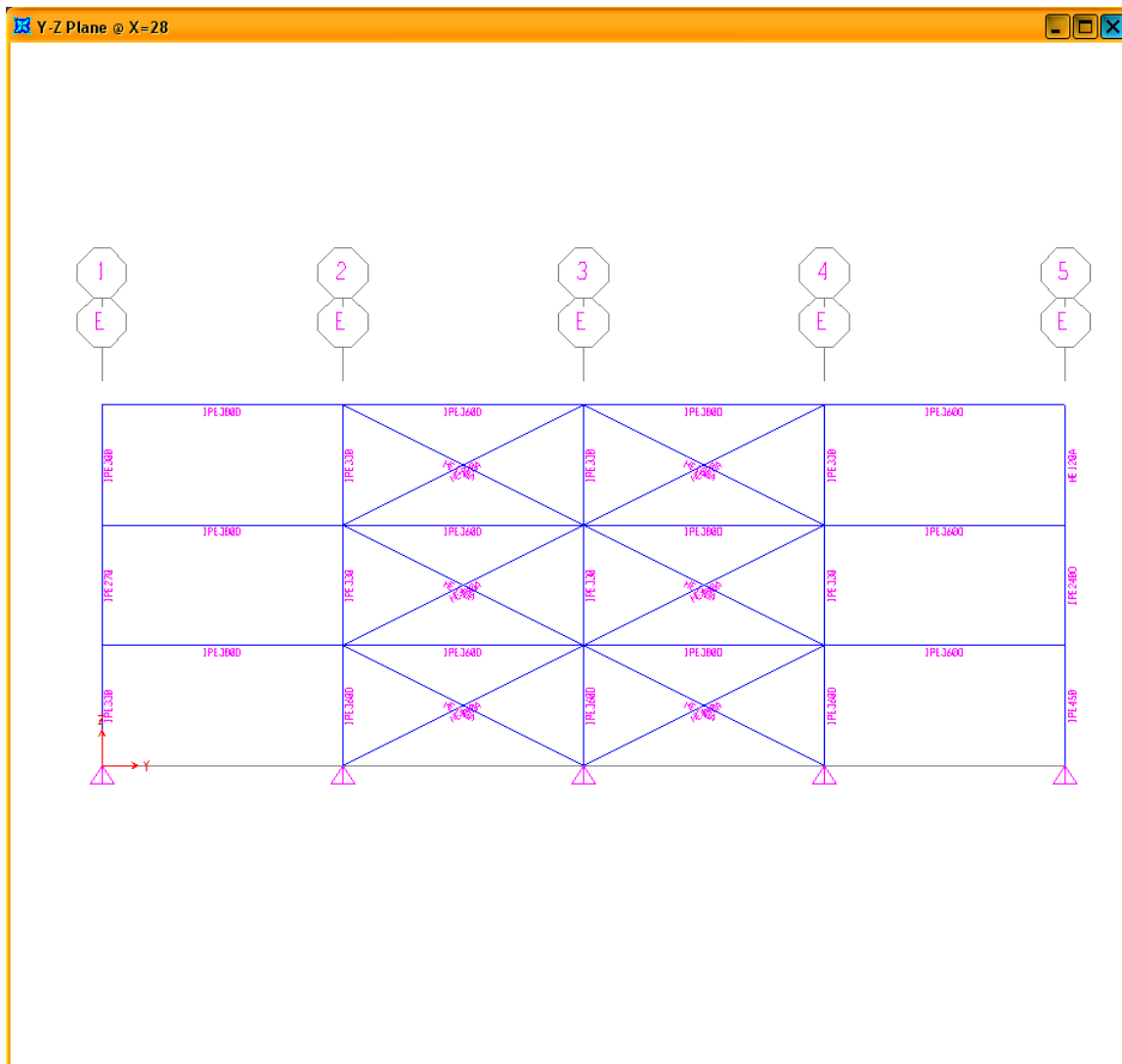
Σχήμα 6.6 : Τομή YZ Κτιρίου 1 , θέση X=7.00



Σχήμα 6.7 : Τομή YZ Κτιρίου 1, θέση X=14.00



Σχήμα 6.8 : Τομή YZ Κτιρίου 1, θέση X=21.00



Σχήμα 6.9 : Τομή YZ Κτιρίου 1 , θέση X=28.00

### Στατικό προσομοίωμα Κτιρίου 1

Οι γραμμικοί φορείς που βρίσκονται στην κατακόρυφη διεύθυνση Z , αποτελούν τα υποστυλώματα του φορέα .

Στις διευθύνσεις X , Y και συγκεκριμένα επί των αξόνων 1-5 και A-E ορίζονται οι κύριες δοκοί .

Στην κάτοψη της πλάκας μεταξύ δύο διαδοχικών αξόνων των διευθύνσεων X , Y αντίστοιχα , ορίζονται τρεις (3) διαδοκίδες , οι οποίες απέχουν μεταξύ τους 1.75 m . Σε κάθε τέτοιο τμήμα της κάτοψης οι διαδοκίδες τοποθετούνται με διεύθυνση εναλλάξ. Σχηματίζεται με τον τρόπο αυτό σε κάθε στάθμη πλάκα «σκακιέρα» (chess plate) . Αυξάνεται με τον τρόπο αυτό η οριζόντια δυσκαμψία του φορέα και ενισχύεται η διαφραγματική λειτουργία κάθε πλάκας .

Στη διεύθυνση Y στα μεσαία ανοίγματα 2-3 , 3-4 των ακραίων αξόνων A , E υπάρχουν διαγώνιοι σύνδεσμοι για την παραλαβή οριζοντίων φορτίσεων στη διεύθυνση αυτή . Συνεπώς όλες οι συνδέσεις στη διεύθυνση Y είναι αρθρώσεις .

Αντίθετα στη διεύθυνση X επιλέγεται πλαισιακή λειτουργία , δηλαδή μεταφορά ροπών στους κόμβους .

Τέλος , σε κάθε στάθμη (πλην της έδρασης) υπάρχει πλάκα από ωπλισμένο σκυρόδεμα, πάχους 0.25 m. Στο συγκεκριμένο φορέα , η πλάκα Ω.Σ. θεωρείται ότι δε συμμετέχει στην παραλαβή φορτίων , παρά μόνο λειτουργεί ως διάφραγμα στο επίπεδο κάθε ορόφου .

Το Κτίριο 1 θα αναλυθεί στατικά και θα διαστασιολογηθεί για τις ακόλουθες περιπτώσεις:

1.1 Ανάλυση για φόρτιση μόνο κατακορύφων φορτίων – όχι σεισμική (γραμμική ελαστική ανάλυση)

1.2 Ανάλυση για φόρτιση κατακορύφων φορτίων και σεισμού με τα φασματικά δεδομένα που αναφέρονται στο κεφάλαιο 3 (γραμμική ελαστική ανάλυση)

Ακολούθως θα συγκριθούν τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των δύο παραπάνω καταστάσεων φορτίσεων , ώστε να αποδειχθεί η ύπαρξη υπεραντοχής στα μέλη που υπολογίστηκαν με ικανοτικό σχεδιασμό .

Με βάση την ανωτέρω διαστασιολόγηση του φορέα σε κανονικές συνθήκες (κατακόρυφα + σεισμικά φορτία) θα ακολουθήσουν τα επόμενα βήματα :

1.3 Ανάλυση για φόρτιση πυρκαγιάς σε βήματα των 5 min μέχρι το στάδιο κατάρρευσης του φορέα (γραμμική ελαστική ανάλυση) . Εξαγωγή συμπερασμάτων για το χρόνο αντοχής σε έκθεση σε πυρκαγιά.

1.4 Ανάλυση για φόρτιση πυρκαγιάς σε βήματα των 5 min , παρατήρηση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και της ανακατανομής των τάσεων μέχρι την ολοκληρωτική κατάρρευση του φορέα (μη γραμμική ελαστοπλαστική ανάλυση με χρήση φαινομένων P-δ και ανάλυσης μεγάλων μετατοπίσεων). Συμπεράσματα για τη χρονική αντοχή του φορέα .

Επισημαίνεται ότι όλα τα μέλη του Κτιρίου 1 είναι **μη μονωμένα** έναντι πυρκαγιάς . Το πυροδιαμέρισμα που θα εξεταστεί ορίζεται από τους άξονες 1-2-A-B . Τα μέλη που αντιστοιχούν είναι :

- Υποστυλώματα : 138,141,153,156
- Κύριες Δοκοί : 53,57,104,105
- Διαδοκίδες : 337,338,224

#### Υλικά φορέα Κτιρίου 1 :

- Δομικός χάλυβας : S 235
- Ωπλισμένο σκυρόδεμα : C 20/25
- Χάλυβας οπλισμού : B500C

#### Μόνιμα φορτία :

- Ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος : .....25.00  
kN/m<sup>3</sup>
- Ίδιο βάρος δομικού χάλυβα : .....78.50  
kN/m<sup>3</sup>
- Επικάλυψη πλακών γενικά : .....1.50  
kN/m<sup>2</sup>
- Επικάλυψη μονωμένων πλακών και δωματίων : .....3.00  
kN/m<sup>2</sup>

Συντελεστής ασφαλείας : ..... $\gamma_g =$   
1.35

#### Κινητά φορτία :

- Ωφέλιμο επιφάνειας όπου μπορούν να συγκεντρωθούν άνθρωποι (κτίριο γραφείων C1) : .....3.00  
kN/m<sup>2</sup>

Συντελεστής ασφαλείας : ..... $\gamma_q =$   
1.50

#### Κανονισμοί :

- Βάσεις σχεδιασμού : .....EN  
1990
- Δράσεις επί των κατασκευών : .....EN  
1991
- Κατασκευές από σκυρόδεμα : .....EN  
1992
- Μεταλλικές κατασκευές : .....EN  
1993
- Αντισεισμικός σχεδιασμός : .....EN 1998 , ΕΑΚ  
2000

Στη συνέχεια θα παραθέσουμε τα βήματα της εισαγωγής των δεδομένων γεωμετρίας , διατομών και υλικών , της εφαρμογής των φορτίων , της ανάλυσης του φορέα και τέλος της διαστασιολόγησης των μελών του . Σκοπός της αναλυτικής αυτής

αναφοράς είναι , εκτός της υπολογιστικής τεκμηρίωσης της αρχικής μας υπόθεσης , η δημιουργία ενός οδηγού για τη χρησιμοποίηση του προγράμματος SAP 2000 v14.

## ΚΤΙΡΙΟ 1.1

### ➤ **Βήμα 1 : Εισαγωγή φορέα (γεωμετρίας διατομών και υλικών)**

Επιλέγουμε την εντολή **New model** .

Καθορίζουμε μονάδες **kN** , **m** , **C** και επιλέγουμε να δημιουργήσουμε τον κάνναβο εργασίας (**Grid only**).

Στο αναδυόμενο παράθυρο , ορίζουμε σε καρτεσιανές συντεταγμένες :

#### ΑΡΙΘΜΟΣ ΓΡΑΜΜΩΝ ΚΑΝΝΑΒΟΥ

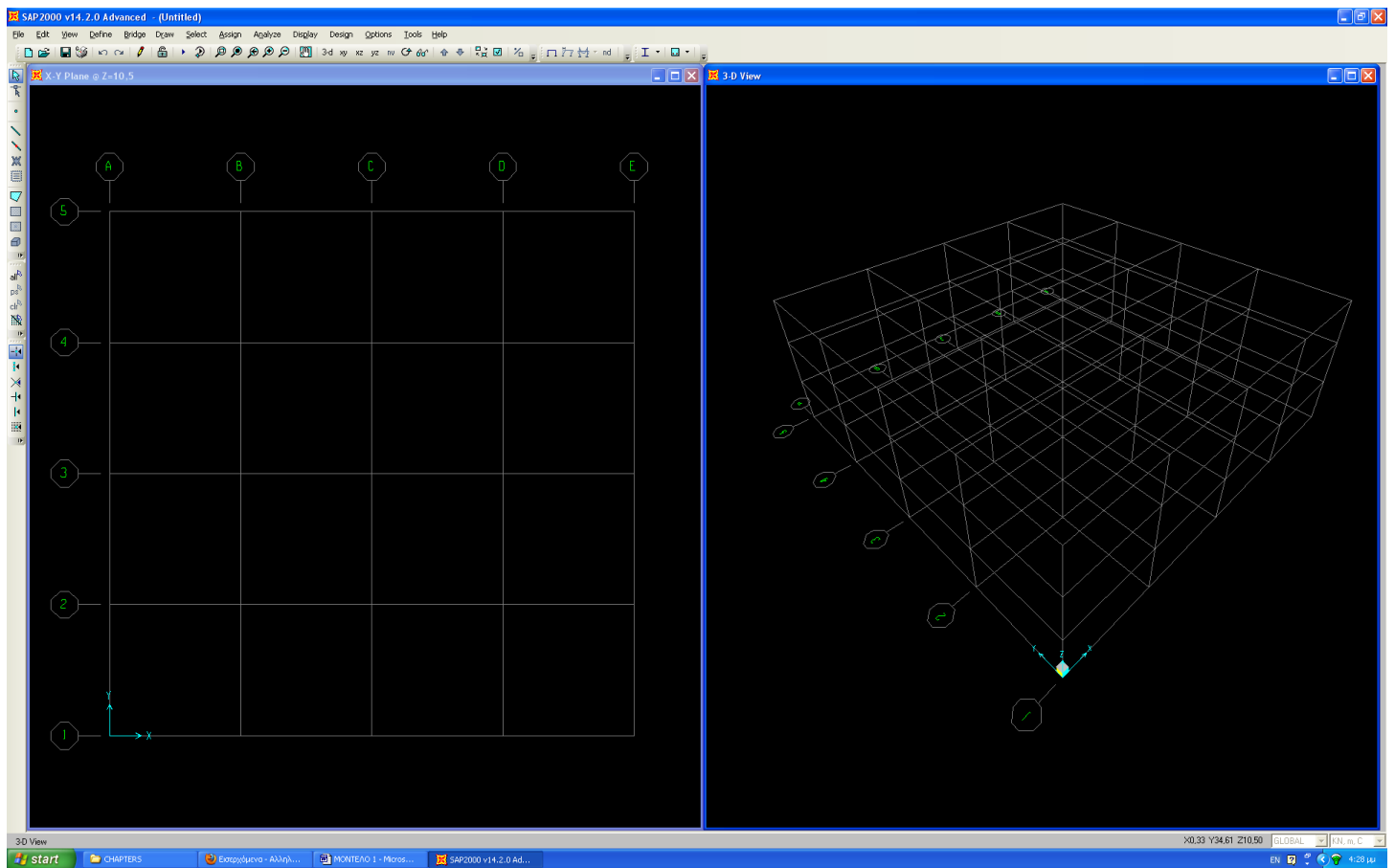
Διεύθυνση X.....5  
Διεύθυνση Y.....5  
Διεύθυνση Z.....4

#### ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΓΡΑΜΜΩΝ ΚΑΝΝΑΒΟΥ

Διεύθυνση X.....7  
Διεύθυνση Y.....7  
Διεύθυνση Z.....3.5

Η πρώτη γραμμή κάθε διεύθυνσης ορίζουμε να είναι στο μηδέν (0) .

Μετά την εισαγωγή των γεωμετρικών δεδομένων , εμφανίζονται δύο παράθυρα , με την κάτοψη του καννάβου της ανώτερης στάθμης το ένα και με το τρισδιάστατο μοντέλο του το δεύτερο όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.10 .

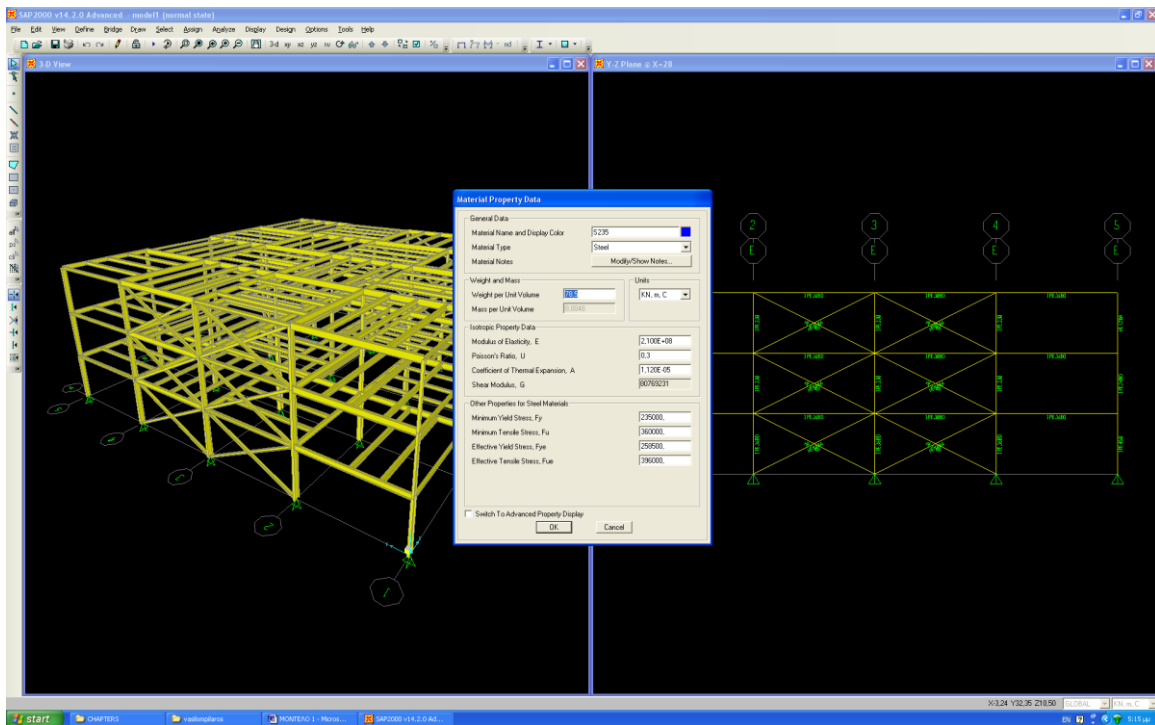


Στη συνέχεια θα καθορίσουμε τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών , δομικού χάλυβα S 235 και ωπλισμένου σκυροδέματος C 20/25.

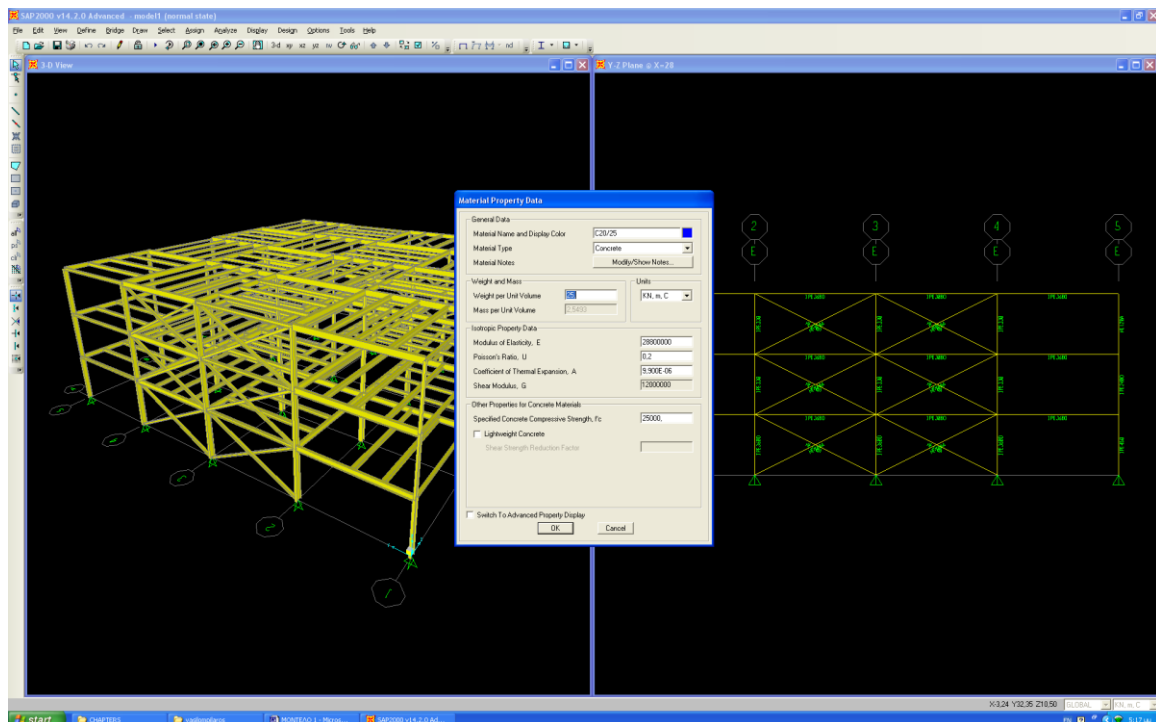
Χρησιμοποιούμε την εντολή **Define > Materials > Add new material** .

Για δομικό χάλυβα S 235 έχουμε :





Για ωπλισμένο σκυρόδεμα C 20/25 έχουμε :



Το πρόγραμμα SAP 2000 έχει τη δυνατότητα αυτόματης διαστασιολόγησης των μελών από ένα επιλεγμένο σύνολο διατομών , που ο χρήστης ορίζει . Συνεπώς θα δημιουργήσουμε το σύνολο AUTO 1 συμπεριλαμβάνοντας τις διατομές διπλού ταυ κατηγορίας IPE , IPE R, IPE O , HEA , HEB , HEM ως εξής :

**Define > Section Properties > Frame sections > Add new property > Auto selection list**

Στη λίστα εισάγουμε τις προαναφερθείσες διατομές από τους καταλόγους που το πρόγραμμα διαθέτει εξ'ορισμού (αρχείο Euro.pro - Ευρωπαϊκές προδιαγραφές) .

Με την εντολή **Draw Frame/Cable Element** θα διαμορφώσουμε τα στοιχεία του φορέα (κύριες δοκούς και υποστυλώματα) , εκλέγοντας ως διατομή AUTO 1. Η συνδεσμολογία τη συγκεκριμένη στιγμή δεν ενδιαφέρει .

Για την εισαγωγή των διαδοκίδων χρησιμοποιούμε την εντολή **Quick Draw Secondary Beams** , σε παράθυρο που απεικονίζει κάτοψη του Κτιρίου 1. Στη φόρμα που εμφανίζεται επιλέγουμε ως διατομή επίσης AUTO 1 , σύνδεση με άρθρωση , τρεις (3) διαδοκίδες και όποια διεύθυνση . Η εισαγωγή των διαδοκίδων γίνεται αυτόματα , απλά πιέζοντας στο τετράγωνο που σχηματίζουν δύο διαδοχικοί άξονες των διευθύνσεων X και Y .

Στο επίπεδο YZ στους άξονες A και E στα δύο μεσαία φανώματα ορίζουμε τους διαγώνιους συνδέσμους , επίσης διατομής AUTO 1 .

Όλες οι στηρίξεις του φορέα είναι αρθρώσεις . Στο επίπεδο XY στάθμη  $Z=0$  , επιλέγουμε τους κόμβους στήριξης του φορέα . Με την εντολή **Assign > Joint > Restraints** απελευθερώνουμε τους όλους τους στρωφικούς βαθμούς ελευθερίας (Translation 1,2,3) .

Τα υποστυλώματα θεωρούνται ενιαία μέλη καθ'όλο το ύψος του φορέα .

Επιλέγουμε τις κύριες δοκούς των οποίων ο επιμήκης τοπικός άξονας συμπίπτει με τη διεύθυνση Y . Επιλέγουμε **Assign > Frame > Releases / Partial Fixity** και ελευθερώνουμε όλες τις στρωφικές δεσμεύσεις των μελών T<sub>a</sub>,M<sub>1</sub>και M<sub>2</sub> .

Επιλέγουμε τις κύριες δοκούς των οποίων ο επιμήκης τοπικός άξονας συμπίπτει με τη διεύθυνση X . Επιλέγουμε **Assign > Frame > Releases / Partial Fixity** και δεσμεύουμε όλες τις στρωφικές δεσμεύσεις των μελών T, M<sub>1</sub>και M<sub>2</sub> .

Τέλος δημιουργούμε τη διατομή της πλάκας ωπλισμένου σκυροδέματος :

#### **Define > Section Properties > Area sections > Add new section**

Ονομάζουμε τη διατομή ASEC 1 . Επιλέγουμε ως υλικό σκυρόδεμα C 20/25 . Η πλάκα είναι λεπτό κέλυφος (thin shell) , ενιαίου πάχους 0.25 m . Επιλέγουμε καμπυλότητα (bending) κελύφους 0 , ώστε να μη λειτουργήσει το κέλυφος στην παραλαβή των φορτίων .

Με την εντολή **Quick Draw Area Element** τοποθετούμε τις πλάκες σε κάθε τετράγωνο της κάτοψης που ορίζεται από τρεις διαδοκίδες . Στη συνέχεια επιλέγουμε όλα τα κελύφη και με την εντολή **Edit > Edit Areas > Divide Areas** χωρίζουμε το κάθε ένα σε 16 υποστοιχεία .

Τη διαίρεση των στοιχείων κελύφους σε υποστοιχεία την επιλέγουμε ως λύση, για τη σωστή κατανομή των εξωτερικών φορτίων που εφαρμόζονται ως επιφανειακά . Με τη μέθοδο αυτή εξασφαλίζουμε ρεαλιστική σύνδεση κελύφους σε όλο το μήκος των δοκών και διαδοκίδων .

Ολοκληρώσαμε τον ορισμό της γεωμετρίας του φορέα και των υλικών . Θα προχωρήσουμε στην επιβολή των εξωτερικών φορτίων .

## ➤ Βήμα 2 : Εφαρμογή φορτίων

Δημιουργούμε τα είδη φόρτισης του Κτιρίου 1.1 . :

### Define > Load Patterns

Εξ'αρχής υπάρχουν τα μόνιμα φορτία (DEAD Load) . Τα ίδια βάρη των υλικών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα .

Στο παράθυρο που αναδύεται επιλέγουμε κατηγορία φορτίου «κινητό» (LIVE) και το ονομάζουμε live .

Στην περίπτωση του Κτιρίου 1.1 ΔΕΝ υπάρχουν άλλα φορτία .

Επιλέγουμε όλα τα επιφανειακά στοιχεία επιπέδου XY εκτός της στάθμης Z=10.50m .Με την εντολή :

**Assign > Area loads > Uniform (shell)** , για μόνιμα φορτία θέτουμε 1.50 kN/m<sup>2</sup> , σε καθολικό σύστημα αξόνων , στη φορά της βαρύτητας .

Επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία και για κινητά φορτία θέτουμε 3.00 kN/m<sup>2</sup> .

Για το κέλυφος της ανώτερης στάθμης θέτουμε μόνιμο και κινητό φορτίο 3.00 kN/m<sup>2</sup> .

Το πρόγραμμα έχει σχηματίσει αυτόματα τους συνδυασμούς φορτίσεων βάσει των οποίων θα αναλυθεί και διαστασιολογηθεί ο φορέας .

Με την Εντολή **Define > Load Combinations > COMB1 > Modify/Show Combo** ελέγχουμε ότι ο συνδυασμός DSTL2 είναι ο βασικός συνδυασμός ελέγχου :

1.35G+1.5Q

Σώζουμε το αρχείο και τα δεδομένα που έχουμε καταχωρήσει .

## ➤ Βήμα 3 : Ανάλυση φορέα

Ο φορέας του Κτιρίου 1.1 είναι ένα χωρικό πλαίσιο , συνεπώς δεν περιορίζεται κανένας βαθμός ελευθερίας . Επιλέγουμε **Analyze > Analysis Options > Space Frame** για να δώσουμε την πληροφορία αυτή στο πρόγραμμα .

Ο φορέας αναλύεται γραμμικά , στην ελαστική περιοχή των υλικών και δε χρειάζεται να τροποποιήσουμε παραμέτρους του προγράμματος .

Η ανάλυση του φορέα γίνεται με την εντολή **Run Analysis** ή με το πλήκτρο F5 .

Στο αναδυόμενο παράθυρο ορίζουμε να μην αναλυθεί φασματικά ο φορέας .

## ➤ Βήμα 4 : Διαστασιολόγηση Φορέα

Ορίζουμε η διαστασιολόγηση να γίνει βάσει κριτηρίων Ευρωκώδικα 3 , και την εκτελούμε.

Στο βήμα 1 ορίσαμε κάθε διατομή να επιλεγεί από μια λίστα , την AUTO 1.

Το λογισμικό SAP 2000 κάνει αυτόματα μια προεπιλογή διατομής και με βάση αυτήν γίνεται η ανάλυση του φορέα..

Η αρχή λειτουργίας του προγράμματος είναι η εξής :

- Αναλύεται ο φορέας για μέλη αυτόματης προεπιλογής
- Δημιουργούνται τα διαγράμματα ελευθέρου σώματος όλων των μελών
- Για τις αντιδράσεις στους κόμβους αρχής και τέλους κάθε μέλους , επιλέγεται η κατάλληλη διατομή , που ανταποκρίνεται στους ελέγχους επάρκειας .

Παρατηρούμε δηλαδή ότι ο έλεγχος μελών γίνεται με διαφορετικά εντατικά μεγέθη από αυτά της πραγματικής κατάστασης .

Συνεπώς ακολουθούμε μια διαδικασία σύγκλισης .

Μόλις το πρόγραμμα ολοκληρώσει την πρώτη διαστασιολόγηση , ξανα-αναλύουμε το φορέα με τις τελευταίες διατομές .

Ακολουθως ελέγχουμε τα μέλη και τα διαστασιολογούμε ξανά .

Για κάποια μέλη οι διατομές τελευταίας ανάλυσης και διαστασιολόγησης ταυτίζονται .

Για όσα μέλη δεν υπάρχει σύγκλιση επαναλαμβάνουμε την ανωτέρω διαδικασία .

Ο **στατικά αποδεκτός και ασφαλής** σχεδιασμός είναι όταν όλες οι διατομές ανάλυσης και διαστασιολόγησης συμπίπτουν .

Επιλέγοντας **Design > Steel Frame Design > Verify Analysis vs Design Section** συγκρίνουμε τις διατομές ανάλυσης και σχεδιασμού .

Όταν εμφανιστεί το μήνυμα **Analysis and design sections match for all steel frames** έχει πραγματοποιηθεί η επιθυμητή σύγκλιση .

Τέλος ελέγχουμε την ασφάλεια του φορέα :

**Design > Steel Frame Design > Verify All Members Passed**

Το λογισμικό μας επιβεβαιώνει ότι όλα τα μέλη πέρασαν επιτυχώς τον έλεγχο επάρκειας.

#### ➤ **Βήμα 5 : Επανεέλεγχος του φορέα**

Επιλέγουμε το σύνολο του φορέα . Εισάγουμε την εντολή :

**Design > Steel Frame Design > Make Auto Selection Null > Yes**

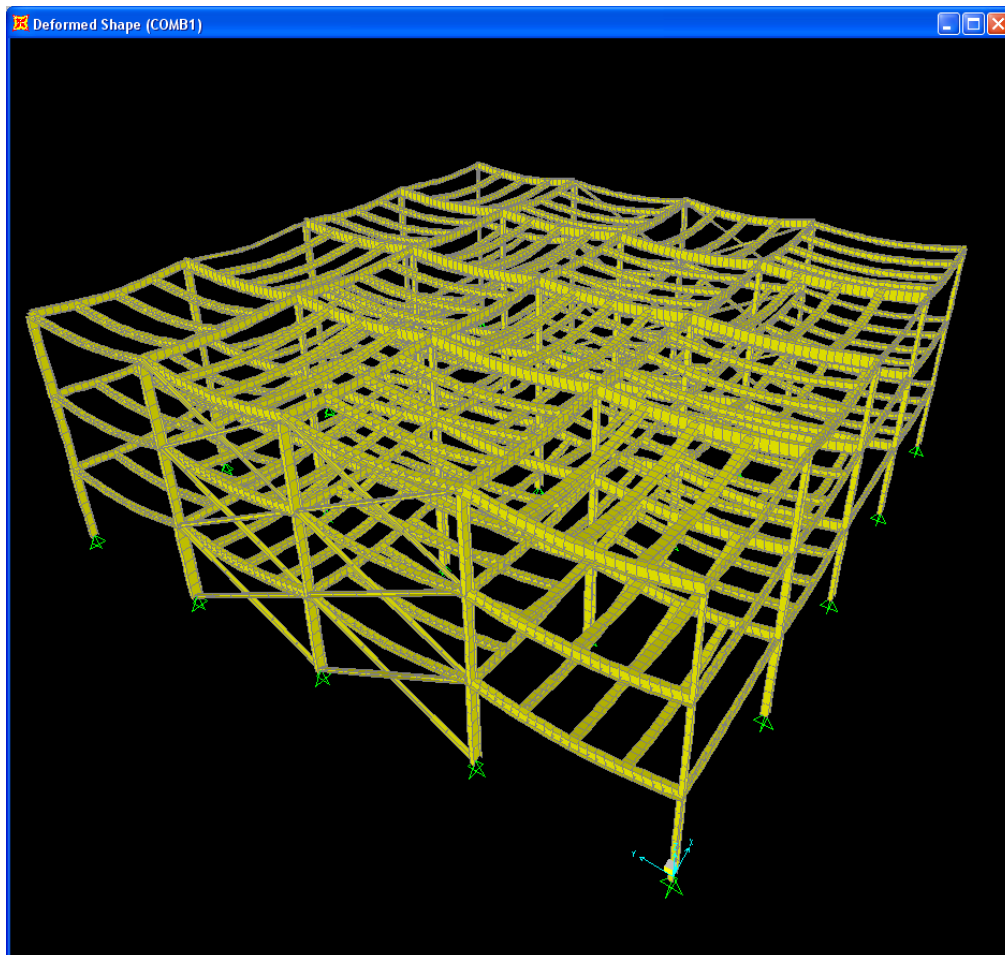
Με τον τρόπο αυτό διαγράφουμε από τις ιδιότητες των μελών την επιλογή διατομής από τη λίστα AUTO 1 και ορίζουμε τις διατομές που προέκυψαν από την τελευταία στατικά αποδεκτή και ασφαλή διαστασιολόγηση του φορέα .

Αναλύουμε το φορέα για ακόμη μία φορά .

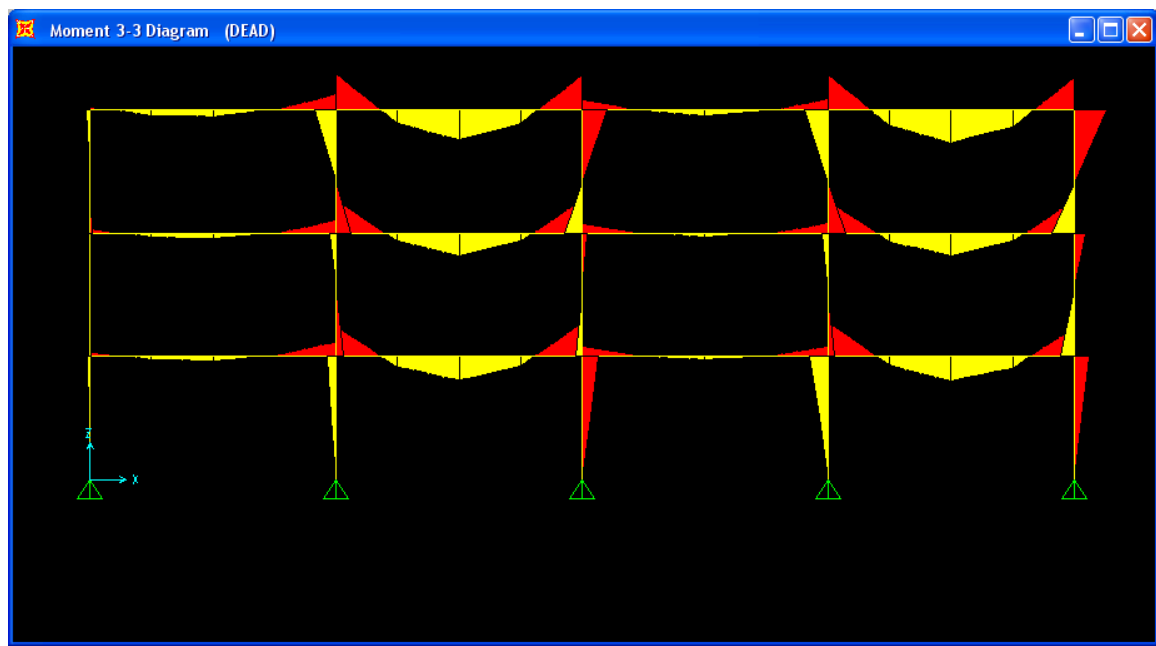
Ελέγχουμε το φορέα .

Επιβεβαιώνουμε την ταύτιση διατομών και την ασφάλειά τους .

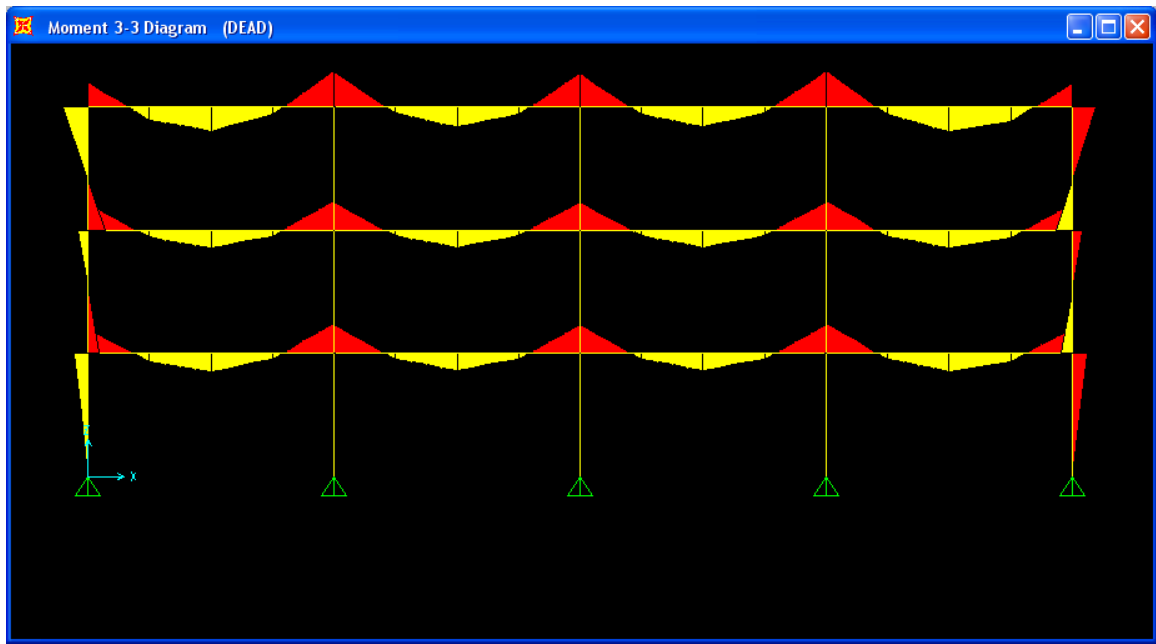
Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του Κτιρίου 1.1 για κατακόρυφα μόνο φορτία δίνει τα εξής αποτελέσματα :



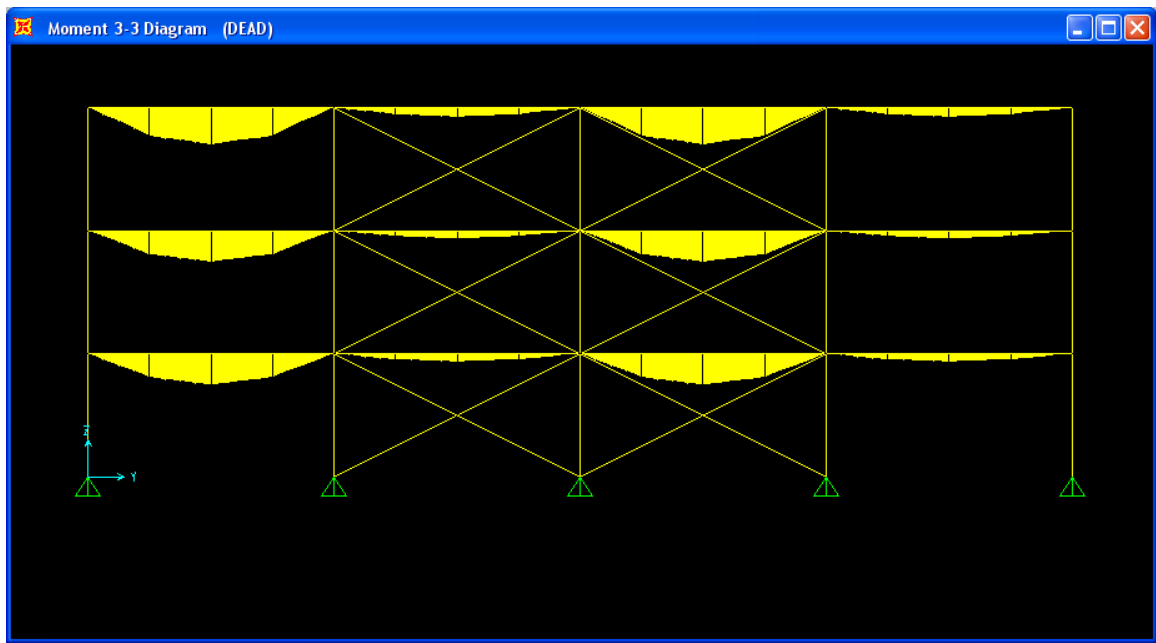
Σχήμα 6.11 : Άποψη παραμορφωμένου φορέα Κτιρίου 1.1



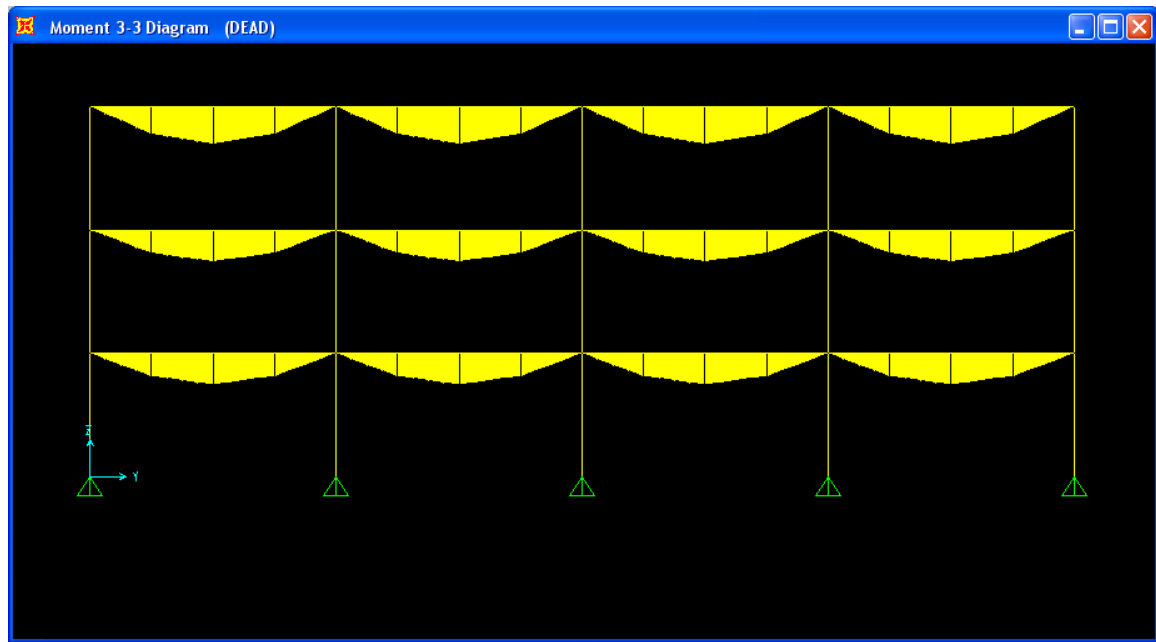
Σχήμα 6.12 : Διάγραμμα ροπών – Τομή XZ στο  $Y=0$



Σχήμα 6.13 : Διάγραμμα ροπών – Τομή XZ στο Y=7



Σχήμα 6.14 : Διάγραμμα ροπών – Τομή YZ στο X=0



Σχήμα 6.14 : Διάγραμμα ροπών – Τομή YZ στο X=7

ΚΤΙΡΙΟ 1.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ - Eurocode 3-2005								
Frame	Design Section	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text
1	IPE240	Beam	No Messages	0,85453	PMM	COMB1	3,5	No Messages
2	IPE330	Beam	No Messages	0,903286	PMM	COMB1	3,5	No Messages
3	HE140B	Beam	Overstressed	0,992683	PMM	COMB1	3,5	No Messages
4	IPE330O	Beam	No Messages	0,80599	PMM	COMB1	3,5	No Messages
5	IPE360O	Beam	No Messages	0,8181	PMM	COMB1	7	No Messages
6	IPE360	Beam	No Messages	0,938599	PMM	COMB1	0	No Messages
7	IPE360O	Beam	No Messages	0,816983	PMM	COMB1	7	No Messages
8	IPE360O	Beam	No Messages	0,828294	PMM	COMB1	0	No Messages
9	IPE360O	Beam	No Messages	0,81806	PMM	COMB1	7	No Messages
10	IPE360	Beam	No Messages	0,938209	PMM	COMB1	0	No Messages
11	IPE360O	Beam	No Messages	0,816937	PMM	COMB1	7	No Messages
12	IPE360O	Beam	No Messages	0,827788	PMM	COMB1	0	No Messages
13	IPE360O	Beam	No Messages	0,818623	PMM	COMB1	7	No Messages
14	IPE360	Beam	No Messages	0,93831	PMM	COMB1	0	No Messages
15	IPE360O	Beam	No Messages	0,817274	PMM	COMB1	7	No Messages
16	IPE360O	Beam	No Messages	0,827804	PMM	COMB1	0	No Messages
17	IPE330	Beam	No Messages	0,927105	PMM	COMB1	3,5	No Messages
18	HE140B	Beam	Overstressed	0,993296	PMM	COMB1	3,5	No Messages
19	IPE330	Beam	No Messages	0,90273	PMM	COMB1	3,5	No Messages
20	IPE240O	Beam	No Messages	0,858678	PMM	COMB1	3,5	No Messages
21	IPE300	Beam	No Messages	0,93442	PMM	COMB1	0	No Messages



22	IPE300	Beam	No Messages	0,871563	PMM	COMB1	7	No Messages
23	IPE300	Beam	No Messages	0,942364	PMM	COMB1	7	No Messages
24	IPE300	Beam	No Messages	0,784869	PMM	COMB1	0	No Messages
25	IPE330O	Beam	No Messages	0,815941	PMM	COMB1	7	No Messages
26	IPE330	Beam	No Messages	0,942929	PMM	COMB1	7	No Messages
27	IPE330	Beam	No Messages	0,941989	PMM	COMB1	7	No Messages
28	IPE330O	Beam	No Messages	0,813163	PMM	COMB1	0	No Messages
29	IPE330O	Beam	No Messages	0,814545	PMM	COMB1	7	No Messages
30	IPE330	Beam	No Messages	0,943039	PMM	COMB1	7	No Messages
31	IPE330	Beam	No Messages	0,94181	PMM	COMB1	7	No Messages
32	IPE330O	Beam	No Messages	0,813659	PMM	COMB1	0	No Messages
33	IPE330O	Beam	No Messages	0,814135	PMM	COMB1	7	No Messages
34	IPE330	Beam	No Messages	0,942179	PMM	COMB1	7	No Messages
35	IPE330	Beam	No Messages	0,941912	PMM	COMB1	7	No Messages
36	IPE330O	Beam	No Messages	0,814974	PMM	COMB1	0	No Messages
37	IPE300	Beam	No Messages	0,794505	PMM	COMB1	7	No Messages
38	IPE300	Beam	No Messages	0,930085	PMM	COMB1	0	No Messages
39	IPE300	Beam	No Messages	0,86905	PMM	COMB1	7	No Messages
40	IPE300	Beam	No Messages	0,935503	PMM	COMB1	7	No Messages
41	IPE330	Beam	No Messages	0,820708	PMM	COMB1	7	No Messages
42	IPE300	Beam	No Messages	0,875691	PMM	COMB1	7	No Messages
43	IPE330	Beam	No Messages	0,799209	PMM	COMB1	0	No Messages
44	IPE300	Beam	No Messages	0,875762	PMM	COMB1	0	No Messages
45	IPE330O	Beam	No Messages	0,836044	PMM	COMB1	7	No Messages
46	IPE330	Beam	No Messages	0,946687	PMM	COMB1	0	No Messages
47	IPE330	Beam	No Messages	0,94784	PMM	COMB1	7	No Messages
48	IPE330O	Beam	No Messages	0,841437	PMM	COMB1	0	No Messages
49	IPE330O	Beam	No Messages	0,84255	PMM	COMB1	7	No Messages
50	IPE330O	Beam	No Messages	0,811272	PMM	COMB1	0	No Messages
51	IPE330	Beam	No Messages	0,94808	PMM	COMB1	7	No Messages
52	IPE330O	Beam	No Messages	0,841797	PMM	COMB1	0	No Messages
53	IPE330O	Beam	No Messages	0,842223	PMM	COMB1	7	No Messages
54	IPE330O	Beam	No Messages	0,810974	PMM	COMB1	0	No Messages
55	IPE330	Beam	No Messages	0,946053	PMM	COMB1	7	No Messages
56	IPE330O	Beam	No Messages	0,83579	PMM	COMB1	0	No Messages
57	IPE300	Beam	No Messages	0,874846	PMM	COMB1	7	No Messages
58	IPE330	Beam	No Messages	0,798297	PMM	COMB1	7	No Messages
59	IPE300	Beam	No Messages	0,876075	PMM	COMB1	0	No Messages
60	IPE330	Beam	No Messages	0,820851	PMM	COMB1	0	No Messages
61	HE240A	Beam	No Messages	0,705329	PMM	COMB1	3,5	No Messages
62	IPE400O	Beam	No Messages	0,87644	PMM	COMB1	3,5	No Messages
63	HE240A	Beam	No Messages	0,703747	PMM	COMB1	3,5	No Messages
64	IPE400O	Beam	No Messages	0,875473	PMM	COMB1	3,5	No Messages
65	IPE500	Beam	No Messages	0,628272	PMM	COMB1	3,5	No Messages
66	IPE500	Beam	No Messages	0,628228	PMM	COMB1	3,5	No Messages
67	IPE500	Beam	No Messages	0,628188	PMM	COMB1	3,5	No Messages
68	IPE500	Beam	No Messages	0,628181	PMM	COMB1	3,5	No Messages
69	IPE500	Beam	No Messages	0,628208	PMM	COMB1	3,5	No Messages
70	IPE500	Beam	No Messages	0,628131	PMM	COMB1	3,5	No Messages

71	IPE500	Beam	No Messages	0,628138	PMM	COMB1	3,5	No Messages
72	IPE500	Beam	No Messages	0,628209	PMM	COMB1	3,5	No Messages
73	IPE500	Beam	No Messages	0,62819	PMM	COMB1	3,5	No Messages
74	IPE500	Beam	No Messages	0,628214	PMM	COMB1	3,5	No Messages
75	IPE500	Beam	No Messages	0,628247	PMM	COMB1	3,5	No Messages
76	IPE500	Beam	No Messages	0,628271	PMM	COMB1	3,5	No Messages
77	IPE400O	Beam	No Messages	0,875452	PMM	COMB1	3,5	No Messages
78	HE240A	Beam	No Messages	0,703933	PMM	COMB1	3,5	No Messages
79	IPE400O	Beam	No Messages	0,876538	PMM	COMB1	3,5	No Messages
80	HE240A	Beam	No Messages	0,70516	PMM	COMB1	3,5	No Messages
81	HE220A	Beam	No Messages	0,865949	PMM	COMB1	3,5	No Messages
82	IPE400	Beam	No Messages	0,894546	PMM	COMB1	3,5	No Messages
83	HE220A	Beam	No Messages	0,865673	PMM	COMB1	3,5	No Messages
84	IPE400	Beam	No Messages	0,894063	PMM	COMB1	3,5	No Messages
85	IPE450	Beam	No Messages	0,838982	PMM	COMB1	3,5	No Messages
86	IPE450	Beam	No Messages	0,838975	PMM	COMB1	3,5	No Messages
87	IPE450	Beam	No Messages	0,838964	PMM	COMB1	3,5	No Messages
88	IPE450	Beam	No Messages	0,838985	PMM	COMB1	3,5	No Messages
89	IPE450	Beam	No Messages	0,839001	PMM	COMB1	3,5	No Messages
90	IPE450	Beam	No Messages	0,839093	PMM	COMB1	3,5	No Messages
91	IPE450	Beam	No Messages	0,83909	PMM	COMB1	3,5	No Messages
92	IPE450	Beam	No Messages	0,838994	PMM	COMB1	3,5	No Messages
93	IPE450	Beam	No Messages	0,838993	PMM	COMB1	3,5	No Messages
94	IPE450	Beam	No Messages	0,838968	PMM	COMB1	3,5	No Messages
95	IPE450	Beam	No Messages	0,838974	PMM	COMB1	3,5	No Messages
96	IPE450	Beam	No Messages	0,838981	PMM	COMB1	3,5	No Messages
97	IPE400	Beam	No Messages	0,894102	PMM	COMB1	3,5	No Messages
98	HE220A	Beam	No Messages	0,865783	PMM	COMB1	3,5	No Messages
99	IPE400	Beam	No Messages	0,894596	PMM	COMB1	3,5	No Messages
100	HE220A	Beam	No Messages	0,865878	PMM	COMB1	3,5	No Messages
101	HE220A	Beam	No Messages	0,866089	PMM	COMB1	3,5	No Messages
102	IPE400	Beam	No Messages	0,895901	PMM	COMB1	3,5	No Messages
103	HE220A	Beam	No Messages	0,867195	PMM	COMB1	3,5	No Messages
104	IPE400	Beam	No Messages	0,894359	PMM	COMB1	3,5	No Messages
105	IPE450	Beam	No Messages	0,83905	PMM	COMB1	3,5	No Messages
106	IPE450	Beam	No Messages	0,839069	PMM	COMB1	3,5	No Messages
107	IPE450	Beam	No Messages	0,839123	PMM	COMB1	3,5	No Messages
108	IPE450	Beam	No Messages	0,839143	PMM	COMB1	3,5	No Messages
109	IPE450	Beam	No Messages	0,838931	PMM	COMB1	3,5	No Messages
110	IPE450	Beam	No Messages	0,839064	PMM	COMB1	3,5	No Messages
111	IPE450	Beam	No Messages	0,839063	PMM	COMB1	3,5	No Messages
112	IPE450	Beam	No Messages	0,83893	PMM	COMB1	3,5	No Messages
113	IPE450	Beam	No Messages	0,83914	PMM	COMB1	3,5	No Messages
114	IPE450	Beam	No Messages	0,839125	PMM	COMB1	3,5	No Messages
115	IPE450	Beam	No Messages	0,839069	PMM	COMB1	3,5	No Messages
116	IPE450	Beam	No Messages	0,839052	PMM	COMB1	3,5	No Messages
117	IPE400	Beam	No Messages	0,894357	PMM	COMB1	3,5	No Messages
118	HE220A	Beam	No Messages	0,867188	PMM	COMB1	3,5	No Messages
119	IPE400	Beam	No Messages	0,895895	PMM	COMB1	3,5	No Messages

120	HE220A	Beam	No Messages	0,866095	PMM	COMB1	3,5	No Messages
121	IPE3300	Column	No Messages	0,849089	PMM	COMB1	3,5	No Messages
122	IPE300	Column	No Messages	0,846925	PMM	COMB1	0	No Messages
123	IPE3300	Column	No Messages	0,828923	PMM	COMB1	3,5	No Messages
124	IPE330	Column	No Messages	0,889276	PMM	COMB1	3,5	No Messages
125	HE220A	Column	No Messages	0,741219	PMM	COMB1	0	No Messages
126	IPE450	Column	No Messages	0,906719	PMM	COMB1	3,5	No Messages
127	IPE330	Column	No Messages	0,859796	PMM	COMB1	3,5	No Messages
128	HE220A	Column	No Messages	0,756109	PMM	COMB1	0	No Messages
129	IPE4000	Column	No Messages	0,94115	PMM	COMB1	3,5	No Messages
130	IPE330	Column	No Messages	0,834728	PMM	COMB1	3,5	No Messages
131	HE220A	Column	No Messages	0,805775	PMM	COMB1	0	No Messages
132	HE260A	Column	No Messages	0,895336	PMM	COMB1	3,5	No Messages
133	HE140A	Column	No Messages	0,719992	PMM	COMB1	3,5	No Messages
134	HE160A	Column	No Messages	0,772138	PMM	COMB1	3,5	No Messages
135	IPE300	Column	No Messages	0,881735	PMM	COMB1	3,5	No Messages
136	HE140A	Column	No Messages	0,723176	PMM	COMB1	3,5	No Messages
137	HE160A	Column	No Messages	0,771015	PMM	COMB1	3,5	No Messages
138	IPE300	Column	No Messages	0,881409	PMM	COMB1	3,5	No Messages
139	IPE330	Column	No Messages	0,819644	PMM	COMB1	3,5	No Messages
140	HE220A	Column	No Messages	0,8082	PMM	COMB1	0	No Messages
141	HE260A	Column	No Messages	0,892696	PMM	COMB1	3,5	No Messages
142	IPE330	Column	No Messages	0,878198	PMM	COMB1	3,5	No Messages
143	HE220A	Column	No Messages	0,752814	PMM	COMB1	0	No Messages
144	IPE4000	Column	No Messages	0,943086	PMM	COMB1	3,5	No Messages
145	IPE330	Column	No Messages	0,869664	PMM	COMB1	3,5	No Messages
146	HE220A	Column	No Messages	0,747156	PMM	COMB1	0	No Messages
147	IPE450	Column	No Messages	0,90576	PMM	COMB1	3,5	No Messages
148	IPE330	Column	No Messages	0,884669	PMM	COMB1	3,5	No Messages
149	IPE300	Column	No Messages	0,847914	PMM	COMB1	0	No Messages
150	IPE3300	Column	No Messages	0,828128	PMM	COMB1	3,5	No Messages
151	IPE3600	Column	No Messages	0,811346	PMM	COMB1	3,5	No Messages
152	IPE3300	Column	No Messages	0,896104	PMM	COMB1	0	No Messages
153	IPE4000	Column	No Messages	0,901454	PMM	COMB1	3,5	No Messages
154	HE200A	Column	No Messages	0,85542	PMM	COMB1	3,5	No Messages
155	HE240A	Column	No Messages	0,928831	PMM	COMB1	0	No Messages
156	HE320A	Column	No Messages	0,885508	PMM	COMB1	3,5	No Messages
157	HE200A	Column	No Messages	0,811598	PMM	COMB1	0	No Messages
158	HE240A	Column	No Messages	0,906209	PMM	COMB1	0	No Messages
159	HE320A	Column	No Messages	0,878097	PMM	COMB1	0	No Messages
160	HE200A	Column	No Messages	0,848838	PMM	COMB1	3,5	No Messages
161	HE240A	Column	No Messages	0,9324	PMM	COMB1	0	No Messages
162	HE320A	Column	No Messages	0,900525	PMM	COMB1	3,5	No Messages
163	IPE3300	Column	No Messages	0,906513	PMM	COMB1	3,5	No Messages
164	IPE3300	Column	No Messages	0,889116	PMM	COMB1	0	No Messages
165	IPE450	Column	No Messages	0,920768	PMM	COMB1	3,5	No Messages
166	IPE3600	Column	No Messages	0,812277	PMM	COMB1	3,5	No Messages
167	IPE3300	Column	No Messages	0,889502	PMM	COMB1	0	No Messages
168	IPE450	Column	No Messages	0,925032	PMM	COMB1	3,5	No Messages

169	HE200A	Column	No Messages	0,857571	PMM	COMB1	3,5	No Messages
170	HE240A	Column	No Messages	0,928542	PMM	COMB1	0	No Messages
171	HE320A	Column	No Messages	0,899565	PMM	COMB1	3,5	No Messages
172	HE200A	Column	No Messages	0,813007	PMM	COMB1	0	No Messages
173	HE240A	Column	No Messages	0,905581	PMM	COMB1	3,5	No Messages
174	HE320A	Column	No Messages	0,896846	PMM	COMB1	0	No Messages
175	HE200A	Column	No Messages	0,847131	PMM	COMB1	3,5	No Messages
176	HE240A	Column	No Messages	0,932756	PMM	COMB1	0	No Messages
177	HE320A	Column	No Messages	0,902936	PMM	COMB1	3,5	No Messages
178	IPE330O	Column	No Messages	0,904198	PMM	COMB1	3,5	No Messages
179	IPE330O	Column	No Messages	0,895739	PMM	COMB1	0	No Messages
180	IPE400O	Column	No Messages	0,897824	PMM	COMB1	3,5	No Messages
181	IPE360O	Column	No Messages	0,80991	PMM	COMB1	3,5	No Messages
182	IPE330O	Column	No Messages	0,887429	PMM	COMB1	0	No Messages
183	IPE400O	Column	No Messages	0,896095	PMM	COMB1	3,5	No Messages
184	HE200A	Column	No Messages	0,856203	PMM	COMB1	3,5	No Messages
185	HE240A	Column	No Messages	0,929165	PMM	COMB1	0	No Messages
186	HE320A	Column	No Messages	0,885332	PMM	COMB1	3,5	No Messages
187	HE200A	Column	No Messages	0,812318	PMM	COMB1	0	No Messages
188	HE240A	Column	No Messages	0,90583	PMM	COMB1	0	No Messages
189	HE320A	Column	No Messages	0,878092	PMM	COMB1	0	No Messages
190	HE200A	Column	No Messages	0,84786	PMM	COMB1	3,5	No Messages
191	HE240A	Column	No Messages	0,933151	PMM	COMB1	0	No Messages
192	HE320A	Column	No Messages	0,902781	PMM	COMB1	3,5	No Messages
193	IPE330O	Column	No Messages	0,902464	PMM	COMB1	3,5	No Messages
194	IPE330O	Column	No Messages	0,889398	PMM	COMB1	0	No Messages
195	IPE400O	Column	No Messages	0,893935	PMM	COMB1	3,5	No Messages
196	HE100A	Brace	No Messages	0,780275	PMM	COMB1	3,913	No Messages
197	HE100A	Brace	No Messages	0,633013	PMM	COMB1	3,913	No Messages
198	HE120A	Brace	No Messages	0,620828	PMM	COMB1	3,913	No Messages
199	IPE160	Brace	No Messages	0,920521	PMM	COMB1	3,913	No Messages
200	HE140A	Brace	No Messages	0,706004	PMM	COMB1	3,913	No Messages
201	HE140A	Brace	No Messages	0,653111	PMM	COMB1	3,913	No Messages
202	HE140A	Brace	No Messages	0,724078	PMM	COMB1	3,913	No Messages
203	HE140A	Brace	No Messages	0,620688	PMM	COMB1	3,913	No Messages
204	HE140A	Brace	No Messages	0,776825	PMM	COMB1	3,913	No Messages
205	HE140A	Brace	No Messages	0,733789	PMM	COMB1	3,913	No Messages
206	HE140A	Brace	No Messages	0,754579	PMM	COMB1	3,913	No Messages
207	HE140A	Brace	No Messages	0,759087	PMM	COMB1	3,913	No Messages
208	IPE160	Brace	No Messages	0,722828	PMM	COMB1	3,913	No Messages
209	HE100A	Brace	No Messages	0,819483	PMM	COMB1	3,913	No Messages
210	HE140A	Brace	No Messages	0,619771	PMM	COMB1	3,913	No Messages
211	HE140A	Brace	No Messages	0,729355	PMM	COMB1	3,913	No Messages
212	HE140A	Brace	No Messages	0,759742	PMM	COMB1	3,913	No Messages
213	HE140A	Brace	No Messages	0,756895	PMM	COMB1	3,913	No Messages
214	IPE160	Brace	No Messages	0,890416	PMM	COMB1	3,913	No Messages
215	HE100A	Brace	No Messages	0,72735	PMM	COMB1	3,913	No Messages
216	HE140A	Brace	No Messages	0,657897	PMM	COMB1	3,913	No Messages
217	HE140A	Brace	No Messages	0,704989	PMM	COMB1	3,913	No Messages

218	HE140A	Brace	No Messages	0,736166	PMM	COMB1	3,913	No Messages
219	HE140A	Brace	No Messages	0,777454	PMM	COMB1	3,913	No Messages
220	HE280A	Beam	No Messages	0,852055	PMM	COMB1	3,5	No Messages
221	HE280A	Beam	No Messages	0,851723	PMM	COMB1	3,5	No Messages
222	HE280A	Beam	No Messages	0,851411	PMM	COMB1	3,5	No Messages
241	HE280A	Beam	No Messages	0,851129	PMM	COMB1	3,5	No Messages
242	HE280A	Beam	No Messages	0,851138	PMM	COMB1	3,5	No Messages
243	HE280A	Beam	No Messages	0,851105	PMM	COMB1	3,5	No Messages
244	HE280A	Beam	No Messages	0,85122	PMM	COMB1	3,5	No Messages
245	HE280A	Beam	No Messages	0,851199	PMM	COMB1	3,5	No Messages
246	HE280A	Beam	No Messages	0,85117	PMM	COMB1	3,5	No Messages
247	HE280A	Beam	No Messages	0,851426	PMM	COMB1	3,5	No Messages
248	HE280A	Beam	No Messages	0,851434	PMM	COMB1	3,5	No Messages
249	HE280A	Beam	No Messages	0,851246	PMM	COMB1	3,5	No Messages
250	HE280A	Beam	No Messages	0,8512	PMM	COMB1	3,5	No Messages
251	HE280A	Beam	No Messages	0,851224	PMM	COMB1	3,5	No Messages
252	HE280A	Beam	No Messages	0,851247	PMM	COMB1	3,5	No Messages
253	HE280A	Beam	No Messages	0,851293	PMM	COMB1	3,5	No Messages
254	HE280A	Beam	No Messages	0,851508	PMM	COMB1	3,5	No Messages
255	HE280A	Beam	No Messages	0,851431	PMM	COMB1	3,5	No Messages
256	HE280A	Beam	No Messages	0,851367	PMM	COMB1	3,5	No Messages
257	HE280A	Beam	No Messages	0,851647	PMM	COMB1	3,5	No Messages
258	HE280A	Beam	No Messages	0,851984	PMM	COMB1	3,5	No Messages
259	HE280A	Beam	No Messages	0,851092	PMM	COMB1	3,5	No Messages
260	HE280A	Beam	No Messages	0,85116	PMM	COMB1	3,5	No Messages
261	HE280A	Beam	No Messages	0,85118	PMM	COMB1	3,5	No Messages
262	HE260A	Beam	No Messages	0,938575	PMM	COMB1	3,5	No Messages
263	HE260A	Beam	No Messages	0,938684	PMM	COMB1	3,5	No Messages
264	HE260A	Beam	No Messages	0,938596	PMM	COMB1	3,5	No Messages
265	HE260A	Beam	No Messages	0,93825	PMM	COMB1	3,5	No Messages
266	HE260A	Beam	No Messages	0,938221	PMM	COMB1	3,5	No Messages
267	HE260A	Beam	No Messages	0,938272	PMM	COMB1	3,5	No Messages
268	HE260A	Beam	No Messages	0,938149	PMM	COMB1	3,5	No Messages
269	HE260A	Beam	No Messages	0,93821	PMM	COMB1	3,5	No Messages
270	HE260A	Beam	No Messages	0,938236	PMM	COMB1	3,5	No Messages
271	HE260A	Beam	No Messages	0,938275	PMM	COMB1	3,5	No Messages
272	HE260A	Beam	No Messages	0,938598	PMM	COMB1	3,5	No Messages
273	HE260A	Beam	No Messages	0,93944	PMM	COMB1	3,5	No Messages
274	HE260A	Beam	No Messages	0,938229	PMM	COMB1	3,5	No Messages
275	HE260A	Beam	No Messages	0,938198	PMM	COMB1	3,5	No Messages
276	HE260A	Beam	No Messages	0,93814	PMM	COMB1	3,5	No Messages
277	HE260A	Beam	No Messages	0,938224	PMM	COMB1	3,5	No Messages
278	HE260A	Beam	No Messages	0,938231	PMM	COMB1	3,5	No Messages
279	HE260A	Beam	No Messages	0,9383	PMM	COMB1	3,5	No Messages
280	HE260A	Beam	No Messages	0,939482	PMM	COMB1	3,5	No Messages
281	HE260A	Beam	No Messages	0,938595	PMM	COMB1	3,5	No Messages
282	HE260A	Beam	No Messages	0,938284	PMM	COMB1	3,5	No Messages
283	HE260A	Beam	No Messages	0,938579	PMM	COMB1	3,5	No Messages
284	HE260A	Beam	No Messages	0,93863	PMM	COMB1	3,5	No Messages

285	HE260A	Beam	No Messages	0,938519	PMM	COMB1	3,5	No Messages
286	HE260A	Beam	No Messages	0,938415	PMM	COMB1	3,5	No Messages
287	HE260A	Beam	No Messages	0,938649	PMM	COMB1	3,5	No Messages
288	HE260A	Beam	No Messages	0,938437	PMM	COMB1	3,5	No Messages
289	HE260A	Beam	No Messages	0,938058	PMM	COMB1	3,5	No Messages
290	HE260A	Beam	No Messages	0,938078	PMM	COMB1	3,5	No Messages
291	HE260A	Beam	No Messages	0,938162	PMM	COMB1	3,5	No Messages
292	HE260A	Beam	No Messages	0,938084	PMM	COMB1	3,5	No Messages
293	HE260A	Beam	No Messages	0,938098	PMM	COMB1	3,5	No Messages
294	HE260A	Beam	No Messages	0,938179	PMM	COMB1	3,5	No Messages
295	HE260A	Beam	No Messages	0,938515	PMM	COMB1	3,5	No Messages
296	HE260A	Beam	No Messages	0,939057	PMM	COMB1	3,5	No Messages
297	HE260A	Beam	No Messages	0,939984	PMM	COMB1	3,5	No Messages
298	HE260A	Beam	No Messages	0,938178	PMM	COMB1	3,5	No Messages
299	HE260A	Beam	No Messages	0,938098	PMM	COMB1	3,5	No Messages
300	HE260A	Beam	No Messages	0,938084	PMM	COMB1	3,5	No Messages
301	HE260A	Beam	No Messages	0,939963	PMM	COMB1	3,5	No Messages
302	HE260A	Beam	No Messages	0,939054	PMM	COMB1	3,5	No Messages
303	HE260A	Beam	No Messages	0,938511	PMM	COMB1	3,5	No Messages
310	HE260A	Beam	No Messages	0,938151	PMM	COMB1	3,5	No Messages
311	HE260A	Beam	No Messages	0,938124	PMM	COMB1	3,5	No Messages
312	HE260A	Beam	No Messages	0,938176	PMM	COMB1	3,5	No Messages
313	HE260A	Beam	No Messages	0,938678	PMM	COMB1	3,5	No Messages
314	HE260A	Beam	No Messages	0,938604	PMM	COMB1	3,5	No Messages
315	HE260A	Beam	No Messages	0,938503	PMM	COMB1	3,5	No Messages
316	HE260A	Beam	No Messages	0,938738	PMM	COMB1	3,5	No Messages
317	HE260A	Beam	No Messages	0,938655	PMM	COMB1	3,5	No Messages
318	HE260A	Beam	No Messages	0,938566	PMM	COMB1	3,5	No Messages
319	HE260A	Beam	No Messages	0,938478	PMM	COMB1	3,5	No Messages
320	HE260A	Beam	No Messages	0,938564	PMM	COMB1	3,5	No Messages
321	HE260A	Beam	No Messages	0,938946	PMM	COMB1	3,5	No Messages
322	HE260A	Beam	No Messages	0,938174	PMM	COMB1	3,5	No Messages
323	HE260A	Beam	No Messages	0,938072	PMM	COMB1	3,5	No Messages
324	HE260A	Beam	No Messages	0,938057	PMM	COMB1	3,5	No Messages
325	HE260A	Beam	No Messages	0,93844	PMM	COMB1	3,5	No Messages
326	HE260A	Beam	No Messages	0,938646	PMM	COMB1	3,5	No Messages
327	HE260A	Beam	No Messages	0,938398	PMM	COMB1	3,5	No Messages
328	HE260A	Beam	No Messages	0,938557	PMM	COMB1	3,5	No Messages
329	HE260A	Beam	No Messages	0,938649	PMM	COMB1	3,5	No Messages
330	HE260A	Beam	No Messages	0,93873	PMM	COMB1	3,5	No Messages
331	HE260A	Beam	No Messages	0,938965	PMM	COMB1	3,5	No Messages
332	HE260A	Beam	No Messages	0,938574	PMM	COMB1	3,5	No Messages
333	HE260A	Beam	No Messages	0,938493	PMM	COMB1	3,5	No Messages
334	HE260A	Beam	No Messages	0,938174	PMM	COMB1	3,5	No Messages
335	HE260A	Beam	No Messages	0,938109	PMM	COMB1	3,5	No Messages
336	HE260A	Beam	No Messages	0,938161	PMM	COMB1	3,5	No Messages
337	HE260A	Beam	No Messages	0,938514	PMM	COMB1	3,5	No Messages
338	HE260A	Beam	No Messages	0,938608	PMM	COMB1	3,5	No Messages
340	HE280A	Beam	No Messages	0,852155	PMM	COMB1	3,5	No Messages

341	HE280A	Beam	No Messages	0,852184	PMM	COMB1	3,5	No Messages
342	HE280A	Beam	No Messages	0,851533	PMM	COMB1	3,5	No Messages
343	HE280A	Beam	No Messages	0,85253	PMM	COMB1	3,5	No Messages
344	HE280A	Beam	No Messages	0,851873	PMM	COMB1	3,5	No Messages
345	HE280A	Beam	No Messages	0,851487	PMM	COMB1	3,5	No Messages
346	HE280A	Beam	No Messages	0,851852	PMM	COMB1	3,5	No Messages
347	HE280A	Beam	No Messages	0,851827	PMM	COMB1	3,5	No Messages
348	HE280A	Beam	No Messages	0,851878	PMM	COMB1	3,5	No Messages
349	HE280A	Beam	No Messages	0,852137	PMM	COMB1	3,5	No Messages
350	HE280A	Beam	No Messages	0,851692	PMM	COMB1	3,5	No Messages
351	HE280A	Beam	No Messages	0,851999	PMM	COMB1	3,5	No Messages
352	HE280A	Beam	No Messages	0,851924	PMM	COMB1	3,5	No Messages
353	HE280A	Beam	No Messages	0,85187	PMM	COMB1	3,5	No Messages
354	HE280A	Beam	No Messages	0,85189	PMM	COMB1	3,5	No Messages
355	HE280A	Beam	No Messages	0,851496	PMM	COMB1	3,5	No Messages
356	HE280A	Beam	No Messages	0,852165	PMM	COMB1	3,5	No Messages
357	HE280A	Beam	No Messages	0,852138	PMM	COMB1	3,5	No Messages
358	HE280A	Beam	No Messages	0,851927	PMM	COMB1	3,5	No Messages
359	HE280A	Beam	No Messages	0,851662	PMM	COMB1	3,5	No Messages
360	HE280A	Beam	No Messages	0,852095	PMM	COMB1	3,5	No Messages
361	HE280A	Beam	No Messages	0,851497	PMM	COMB1	3,5	No Messages
362	HE280A	Beam	No Messages	0,851854	PMM	COMB1	3,5	No Messages
363	HE280A	Beam	No Messages	0,852551	PMM	COMB1	3,5	No Messages
364	HE260A	Beam	No Messages	0,938559	PMM	COMB1	3,5	No Messages
365	HE260A	Beam	No Messages	0,938368	PMM	COMB1	3,5	No Messages
366	HE260A	Beam	No Messages	0,938399	PMM	COMB1	3,5	No Messages
367	HE260A	Beam	No Messages	0,938398	PMM	COMB1	3,5	No Messages
368	HE260A	Beam	No Messages	0,938373	PMM	COMB1	3,5	No Messages
369	HE260A	Beam	No Messages	0,938246	PMM	COMB1	3,5	No Messages
370	HE260A	Beam	No Messages	0,938766	PMM	COMB1	3,5	No Messages
371	HE260A	Beam	No Messages	0,938698	PMM	COMB1	3,5	No Messages
372	HE260A	Beam	No Messages	0,938611	PMM	COMB1	3,5	No Messages
373	HE260A	Beam	No Messages	0,938672	PMM	COMB1	3,5	No Messages
374	HE260A	Beam	No Messages	0,938672	PMM	COMB1	3,5	No Messages
375	HE260A	Beam	No Messages	0,939041	PMM	COMB1	3,5	No Messages
376	HE260A	Beam	No Messages	0,938637	PMM	COMB1	3,5	No Messages
377	HE260A	Beam	No Messages	0,938704	PMM	COMB1	3,5	No Messages
378	HE260A	Beam	No Messages	0,938788	PMM	COMB1	3,5	No Messages
379	HE260A	Beam	No Messages	0,938217	PMM	COMB1	3,5	No Messages
380	HE260A	Beam	No Messages	0,938345	PMM	COMB1	3,5	No Messages
381	HE260A	Beam	No Messages	0,938481	PMM	COMB1	3,5	No Messages
382	HE260A	Beam	No Messages	0,938431	PMM	COMB1	3,5	No Messages
383	HE260A	Beam	No Messages	0,938337	PMM	COMB1	3,5	No Messages
384	HE260A	Beam	No Messages	0,938513	PMM	COMB1	3,5	No Messages
385	HE260A	Beam	No Messages	0,938978	PMM	COMB1	3,5	No Messages
386	HE260A	Beam	No Messages	0,938633	PMM	COMB1	3,5	No Messages
387	HE260A	Beam	No Messages	0,938608	PMM	COMB1	3,5	No Messages
224	HE260A	Beam	No Messages	0,938701	PMM	COMB1	3,5	No Messages

Έχουμε υπογραμμίσει τα μέλη του πυροδιαμερίσματος , ώστε να συγκριθούν με τα αποτελέσματα της ανάλυσης και διαστασιολόγησης του φορέα και έναντι σεισμού .

## ΚΤΙΡΙΟ 1.2

Θα μελετηθεί το Κτίριο 1.1 , με τα ίδια υλικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά . Η ανάλυση θα είναι επίσης γραμμική ελαστική . Το Κτίριο 1.2 όμως θα είναι σχεδιασμένο και έναντι σεισμού .

### ➤ **Βήμα 1 : Εισαγωγή φορέα (γεωμετρίας διατομών και υλικών)**

Ακολουθείται ακριβώς η ίδια διαδικασία και τα ίδια μεγέθη του Κτιρίου 1.1

### ➤ **Βήμα 2 : Εφαρμογή φορτίων**

Ακολουθείται ακριβώς η ίδια διαδικασία και τα ίδια μεγέθη του Κτιρίου 1.1

Επιπλέον όμως θα ορίσουμε τα μεγέθη για τη φασματική ανάλυση και τη σεισμική διέγερση , ακολουθώντας τη διαδικασία που ορίσαμε στις παραγράφους 3.6 και 3.7 .

Το πρόγραμμα δημιουργεί αυτόματα 8 συνδυασμούς φορτίσεων , βάσει των οποίων θα γίνει η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα :

DSTL1 : 1,35 G  
DSTL2: 1,35G+1,5Q  
DSTL3: 1G+0,3Q+1EX  
DSTL4: 1G+0,3Q+1EY  
DSTL5: 1G+1EX  
DSTL6: 1G+1EY  
DSTL7: 1G  
DSTL8: 1G+1Q

Επιλέγουμε **Define > Mass Source > Mass Definition > From Elements and additional Masses and Loads** ώστε το μητρώο μάζας της δυναμικής ανάλυσης του φορέα να δημιουργηθεί λαμβάνοντας υπόψιν τη μάζα του μεταλλικού φορέα αλλά και τα εξωτερικά φορτία .

### ➤ **Βήμα 3 : Ανάλυση φορέα**

Ο φορέας του Κτιρίου 1.2 είναι ένα χωρικό πλαίσιο , συνεπώς δεν περιορίζεται κανένας βαθμός ελευθερίας . Επιλέγουμε **Analyze > Analysis Options > Space Frame** για να δώσουμε την πληροφορία αυτή στο πρόγραμμα .

Ο φορέας αναλύεται γραμμικά , στην ελαστική περιοχή των υλικών και δε χρειάζεται να τροποποιήσουμε παραμέτρους του προγράμματος .

Η ανάλυση του φορέα γίνεται με την εντολή Run Analysis ή με το πλήκτρο F5 .



Στο αναδυόμενο παράθυρο ορίζουμε να αναλυθεί φασματικά ο φορέας .

➤ **Βήμα 4 : Διαστασιολόγηση Φορέα**

Ορίζουμε η διαστασιολόγηση να γίνει βάσει κριτηρίων Ευρωκώδικα 3 , και την εκτελούμε.

Επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία σύγκλισης διαστασιολόγησης , όπως και στο ΚΤΙΡΙΟ 1.1 . Ο σκοπός της εργασίας δεν είναι η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου , συνεπώς θα προχωρήσουμε απευθείας στην παράθεση των αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης .

➤ **Βήμα 5 : Επανάλεγχος του φορέα**

Επιλέγουμε το σύνολο του φορέα. Ο φορέας είναι ασφαλής και στατικά αποδεκτός .

Ακολούθως παρατίθενται τα αποτελέσματα διαστασιολόγησης του ΚΤΙΡΙΟΥ 1.2