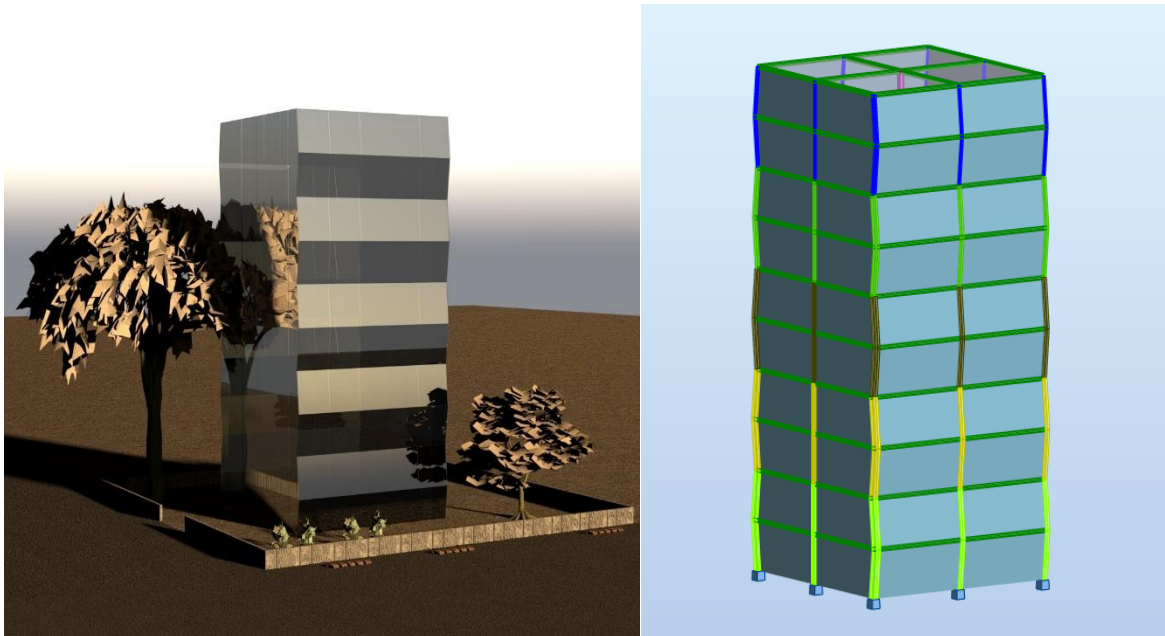




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕΣΩ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



Διπλωματική Εργασία  
**Λάμπρος Μπερτσιάς**

EMK ΔΕ 2023 2

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάρτιος 2023

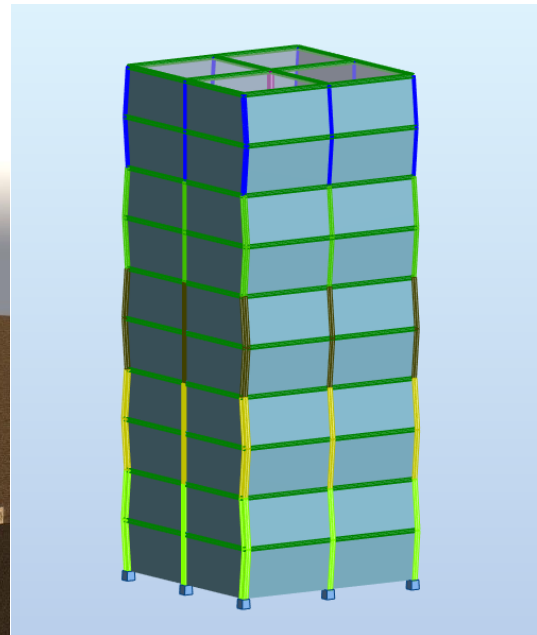
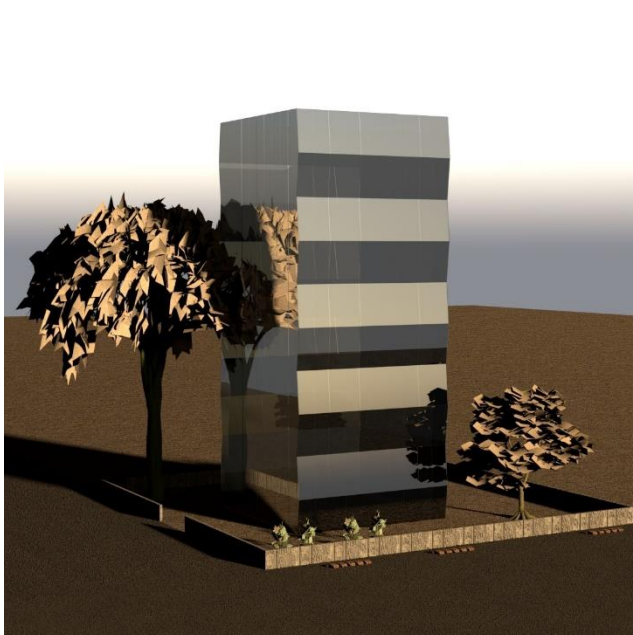




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕΣΩ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



Διπλωματική Εργασία  
**Λάμπρος Μπερτσιάς**

EMK ΔΕ 2023 2

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάρτιος 2023



Copyright © Λάμπρος Μπερτσιάς, 2023  
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Lampros Bertsiias, 2023  
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Λάμπρος Μπερτσιάς (2023)  
Σχεδιασμός μεταλλικών φορέων μέσω μη γραμμικών αναλύσεων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2023 2  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Lampros Bertsiias (2023)  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2023 2  
Design of metal structures through non-linear analyses  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Χάρη Γαντέ αρχικώς για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το αντικείμενο της διπλωματικής μου εργασίας, καθώς και για την πλήρη καθοδήγηση του καθ' όλη την διάρκεια υλοποίησης της. Οι συμβουλές του από τα πρώτα στάδια της εργασίας μέχρι και την σύνταξη αυτής, καθώς και η ανεκτίμητη βοήθεια του στην επίλυση των προβλημάτων που εμφανίζονταν στην πορεία ήταν καθοριστικές για την ολοκλήρωση της εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου και τους φίλους μου για την υποστήριξη που μου παρείχαν σε όλα βήματα των ακαδημαϊκών μου χρόνων.

Λάμπρος Μ. Μπερτσιάς

Αθήνα, Μάρτιος 2023







ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2023 2

## **Σχεδιασμός μεταλλικών φορέων μέσω μη γραμμικών αναλύσεων**

**Λάμπρος Μπερτσιάς**

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Κύριος στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διαστασιολόγηση δύο μεταλλικών πλαισιακών φορέων μέσω μη γραμμικών αναλύσεων και η σύγκριση των εναλλακτικών μεθόδων ανάλυσης που προτείνει ο νέος Ευρωκώδικας 3. Ορισμένα από τα θέματα που εξετάζονται περιλαμβάνουν τα κριτήρια που θέτονται για την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου, την επίδραση της παραμορφωμένης γεωμετρίας των κατασκευών και τις αρχικές ατέλειες που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά την ανάλυση και τον σχεδιασμό εύκαμπτων φορέων. Επίσης, σημαντική αναφορά γίνεται στους ελέγχους που αξιοποιεί η κάθε μέθοδος ανάλυσης, είτε αυτή είναι γεωμετρικά μη γραμμική με ατέλειες και ελέγχους σε επίπεδο διατομής, είτε γραμμική ανάλυση πρώτης τάξης και ελέγχους σε επίπεδο μελών.

Στο δεύτερο κεφάλαιο και μετά την εισαγωγή αρχικών εννοιών παραμορφωμένης γεωμετρίας και ατελειών στις κατασκευές, γίνεται παρουσίαση των δράσεων που επενεργούν στις κατασκευές. Παρουσιάζονται οι μόνιμες, μεταβλητές και σεισμικές δράσεις, καθώς και πώς αυτές λήφθηκαν υπόψη στον σχεδιασμό των συγκεκριμένων πλαισίων. Τέλος, γίνεται αναφορά στους συνδυασμούς φορτίσεων, τόσο για σχεδιασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας, όσο και για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Με το τρίτο κεφάλαιο γίνεται μια αποτύπωση του θεωρητικού υποβάθρου που εισάγει ο νέος κανονισμός και των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση. Πιο συγκεκριμένα, αναφέρονται οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας, η εφαρμογή ατελειών σε καθολικό/τοπικό επίπεδο, οι νέες μέθοδοι που εισάγει ο Ευρωκώδικας για ανάλυση 2<sup>ας</sup> τάξης και οι τύποι ελέγχων που απαιτούνται στην εκάστοτε ανάλυση. Τέλος, γίνεται αναφορά στην μη γραμμική ανάλυση P-Delta και στην μη γραμμικότητα του υλικού.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο σχεδιασμός του οκταώροφου μεταλλικού φορέα. Αρχικώς με την αποτύπωση της γεωμετρίας του, των επιμέρους φορτίσεων και της διαδικασίας προσομοίωσης του. Στην συνέχεια, δείχνονται οι αναλύσεις και οι παράμετροι που εφαρμόστηκαν όπως η γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες μετάθεσης και τοπικές ατέλειες, η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού και η γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού. Τέλος, συγκρίνονται οι αναλύσεις μεταξύ

τους ως προς τα αποτελέσματα των βαθμών αξιοποίησης των υποστυλωμάτων και εξάγονται κάποια συμπεράσματα μέσω συγκεντρωτικών πινάκων.

Στο πέμπτο κεφάλαιο αναλύεται ο σχεδιασμός ενός δεκαώροφου μεταλλικού κτιρίου χώρου γραφείων, με κύριο χαρακτηριστικό από άποψη γεωμετρίας την ύπαρξη κεκλιμένων υποστυλωμάτων. Η προσομοίωση του φορέα ακολουθεί την λογική που περιγράφεται στο προηγούμενο κεφάλαιο, με διαφοροποίηση στην εφαρμογή των φορτίων ανέμου όπου εδώ έγινε προσομοίωση ροής ανέμου μέσω του λογισμικού. Επίσης, τα αποτελέσματα των διαφορετικών αναλύσεων παρουσιάζονται στο τέλος του κεφαλαίου σε συγκεντρωτικούς πίνακες μαζί με τα αντίστοιχα συμπεράσματα. Τέλος, στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο, παρατίθενται τα συμπεράσματα της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς και προτάσεις για μελλοντική έρευνα σε διαφορετικού τύπου φορείς.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES



DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2023 2

## **Design of metal structures through non-linear analyses**

**Lampros Bertsiias**

Supervisor: Professor Charis Gantes

### **ABSTRACT**

The main objective of this thesis is the analysis of two metal frame structures through non-linear analyzes and the comparison of the alternative analysis methods proposed by the new version of Eurocode 3. Some of the topics covered include the criteria for selecting the appropriate method, the effect of distorted geometry of structures and the initial imperfections that must be considered in the analysis and design of flexible structures. Also, important reference is made to the checks that each analysis method utilizes, whether it is geometrically nonlinear with imperfections and cross-sectional level checks, or first-order linear analysis and member-level checks.

In the second chapter and after the introduction of initial concepts of distorted geometry and imperfections, the actions acting on structures are presented. The permanent, variable and seismic actions are presented, as well as how they were taken into account in the design of the specific frames. Finally, reference is made to load combinations, both for design in the limit state of failure, and for the limit state of functionality.

The third chapter describes the theoretical background introduced by the new regulation and the parameters used for design and analysis. More specifically, the effects of distorted geometry, the application of imperfections at a global/local level, the new methods introduced by the Eurocode for 2nd order analysis and the types of checks required in each analysis are mentioned. Finally, reference is made to nonlinear P-Delta analysis and material nonlinearity.

The fourth chapter presents the design of the eight-story metal structure. Initially by capturing its geometry, individual charges and its simulation process. In the following, the analyzes and parameters applied are shown such as the geometrically nonlinear analysis with displacement imperfections and local imperfections, the buckling analysis and the geometrically nonlinear analysis with imperfections in the shape of the critical elastic buckling mode. Finally, the analyzes are compared with each other in terms of the results of the degrees of utilization of the columns and some conclusions are drawn through summary tables.

In the fifth chapter, the design of a ten-story metal office building is analyzed, with the main feature in terms of geometry being the existence of inclined columns. The simulation of the carrier follows the logic described in the previous chapter, with a difference in the application

of wind loads where wind flow was simulated through the software. Also, the results of the different analyzes are presented at the end of the chapter in summary tables together with the corresponding conclusions. Finally, in the sixth and last chapter, the conclusions of this thesis are listed as well as suggestions for future research in different types of structures.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>1</b>
1.1	Σκοπός της εργασίας.....	1
1.2	Η επιρροή της γεωμετρικής μη γραμμικότητας στις κατασκευές .....	1
1.3	Η επιρροή των ατελειών στις κατασκευές.....	3
1.4	Στόχος και πεδίο εφαρμογής.....	5
1.5	Διάρθρωση της διπλωματικής εργασίας.....	5
<b>2</b>	<b>ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....</b>	<b>7</b>
2.1	Γενικά.....	7
2.2	Μόνιμες δράσεις .....	7
2.3	Μεταβλητές δράσεις.....	8
2.3.1	Κινητά φορτία.....	8
2.3.2	Φορτία χιονιού.....	10
2.3.3	Φορτία ανέμου.....	11
2.3.4	Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	17
2.4	Σεισμικές δράσεις.....	17
2.5	Συνδυασμοί φορτίσεων .....	21
2.5.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	22
2.5.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) .....	23
<b>3</b>	<b>ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ .....</b>	<b>25</b>
3.1	Εισαγωγή.....	25
3.2	Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας του φορέα .....	26
3.3	Γεωμετρικές ατέλειες.....	27
3.3.1	Αρχικές ατέλειες μετάθεσης για στατική ανάλυση πλαισίων .....	28
3.3.2	Ισοδύναμες τοπικές ατέλειες μελών για καθολική ανάλυση και ανάλυση μελών .....	29
3.3.3	Συνδυασμός αρχικών ατελειών μετάθεσης και ισοδύναμων τοπικών ατελειών για καθολική ανάλυση πλαισίων .....	30
3.3.4	Ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού .....	31
3.4	Μέθοδοι ανάλυσης για ελέγχους σχεδιασμού οριακής κατάστασης αστοχίας .....	32
3.5	Είδη αναλύσεων .....	35
3.6	Τύποι ελέγχων.....	37
3.7	Μη γραμμική ανάλυση P-Delta .....	38
3.8	Μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη τις μη γραμμικότητες του υλικού.....	39

3.8.1	Ελαστική στατική ανάλυση .....	39
3.8.2	Πλαστική στατική ανάλυση.....	40
<b>4</b>	<b>ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΚΤΑΩΡΟΦΟΥ ΦΟΡΕΑ .....</b>	<b>41</b>
4.1	Στατικό πρόγραμμα και γεωμετρία φορέα .....	41
4.2	Προσομοίωση φορέα και φορτίσεις.....	44
4.3	Είδη αναλύσεων .....	48
4.4	Έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους .....	57
4.5	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών .....	58
4.6	Μετακινήσεις φορέα.....	62
4.7	Μετακίνηση κορυφής μέσω επαναληπτικής μεθόδου .....	64
4.8	Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων και συγκρίσεις αποτελεσμάτων μεταξύ αναλύσεων.....	67
4.8.1	Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNIA(Sway & Bow).....	68
4.8.2	Σύγκριση αποτελεσμάτων GNIA-GNIA(Sway & Bow).....	69
4.8.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNA .....	70
4.8.4	Σύγκριση αποτελεσμάτων LA(Annex A)-LA(Annex B) .....	71
<b>5</b>	<b>ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΕΚΑΩΡΟΦΟΥ ΦΟΡΕΑ.....</b>	<b>75</b>
5.1	Γεωμετρία φορέα.....	75
5.2	Προσομοίωση φορέα και φορτίσεις.....	78
5.3	Είδη αναλύσεων και έλεγχοι σε επίπεδο διατομής/μέλους .....	81
5.4	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών .....	84
5.5	Μετακινήσεις φορέα.....	88
5.6	Μετακίνηση κορυφής μέσω επαναληπτικής μεθόδου .....	90
5.7	Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων και συγκρίσεις αποτελεσμάτων μεταξύ αναλύσεων.....	92
5.7.1	Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNIA(Sway & Bow).....	92
5.7.2	Σύγκριση αποτελεσμάτων GNIA-GNIA(Sway & Bow).....	93
5.7.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNA .....	94
5.7.4	Σύγκριση αποτελεσμάτων LA(Annex A)-LA(Annex B) .....	95
<b>6</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>97</b>
6.1	Συνολικά.....	97
6.2	Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση.....	97
<b>7</b>	<b>ΠΗΓΕΣ-ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>99</b>

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Σκοπός της εργασίας

Η εφαρμογή των μεταλλικών κατασκευών εμφανίζει ραγδαία ανάπτυξη τα τελευταία χρόνια παγκοσμίως, αλλά και στην Ελλάδα, χάρη στην πληθώρα πλεονεκτημάτων που παρέχει ο χάλυβας ως δομικό υλικό, όπως η ταχύτητα ανέγερσης, η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων και η μείωση του ιδίου βάρους.

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η διαστασιολόγηση δύο πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων γραφείων με γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης και τις ατέλειες που υπάρχουν στις κατασκευές κατά τις ενδείξεις του νέου Ευρωκώδικα 3. Στην συνέχεια γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με εκείνα της γραμμικής ανάλυσης με σκοπό την εξαγωγή συμπερασμάτων. Η προσομοίωση και η στατική ανάλυσή των φορέων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2022 της εταιρίας Autodesk, ενώ η μελέτη βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς :

- Ευρωκώδικας 0: Βάση για τον Σχεδιασμό των Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

## 1.2 Η επιρροή της γεωμετρικής μη γραμμικότητας στις κατασκευές

Η τεχνολογική και τεχνική εξέλιξη των επιστημών και των οικονομικών, έχουν οδηγήσει σε ποικίλες ανακαλύψεις στην ανθρώπινη ιστορία. Ο ρυθμός με τον οποίο τέτοιες εξελίξεις συμβαίνουν κατά την διάρκεια των τελευταίων δεκαετιών είναι πρωτοφανής και συναντάται επίσης και στο πεδίο του πολιτικού μηχανικού. Όσον αφορά την μελέτη της δομοστατικής ανάλυσης και σχεδιασμού, νέες κατασκευές ακανόνιστων γεωμετρικών σχεδίων και διατομών ή ακόμη και κατασκευές με σύγχρονα δομικά υλικά, επικρατούν στις πόλεις των περισσότερων αναπτυγμένων και μη χωρών. Στις περισσότερες περιπτώσεις, τέτοιες κατασκευές είναι εντυπωσιακά ψηλές και λεπτές, τόσο ως ένδειξη οικονομικής ανάπτυξης, όσο και μινιμαλισμού.



**Εικόνα 1.1:** Absolute World Towers, Ontario, Canada

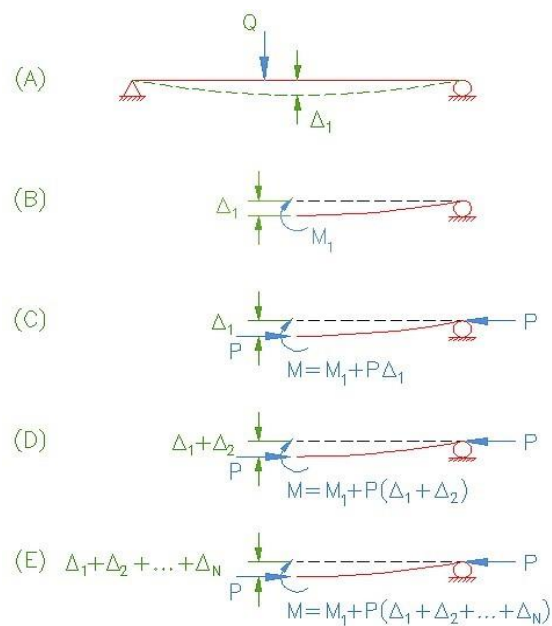
Επιπλέον, ακόμα και στην περίπτωση των συμβατικών κατασκευών, ο κύριος στόχος των μηχανικών είναι να σχεδιάσουν ασφαλείς κατασκευές που πληρούνε τα κριτήρια της αντοχής και της οικονομίας. Η εξέλιξη των υλικών και των κατασκευαστικών μεθόδων, σε συνδυασμό με την έλευση των υπολογιστών και αξιόπιστων λογισμικών ανάλυσης, έχουν οδηγήσει σε ακριβέστερες μεθόδους ανάλυσης και σχεδιασμού των κατασκευών. Συνεπώς, οι συντελεστές ασφαλείας μειώνονται και η αξιοποίηση των ελέγχων σε επίπεδο διατομής, αυξάνονται. Καθώς περνάει ο χρόνος, οδηγούμαστε σε λεπτότερες κατασκευές με μεγαλύτερες μετακινήσεις, τόσο σε τοπικό επίπεδο, όσο και σε καθολικό. Δεδομένου αυτού, κατανοούμε ότι τέτοιου είδους κατασκευές είναι ευαίσθητες σε τοπικό ή/και καθολικό λυγισμό, ή ακόμα και με πιθανή κατάρρευση εξαιτίας των σημαντικών φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης που πιθανόν να μην έχουν ληφθεί υπόψη κατά την ανάλυση.

Και οι δύο περιπτώσεις αποδεικνύουν ότι οι σύγχρονες κατασκευές τείνουν να γίνονται πιο λεπτές, ή ομοίως, να αναπτύσσουν μεγαλύτερες μετακινήσεις. Ακολούθως, οι υψηλές μετατοπίσεις είναι υπεύθυνες για την ανάπτυξη αυξημένων εσωτερικών δυνάμεων και κυρίως καμπτικών ροπών στην κατασκευή. Συνεπώς, όλες οι εξισώσεις ισορροπίας της κατασκευής θα πρέπει να εφαρμόζονται στην παραμορφωμένη κατάσταση, αλλιώς ο υπολογισμός των εσωτερικών εντατικών μεγεθών θα ήταν κατά της ασφαλείας. Αυτή η διαδικασία είναι κάπως επαναληπτική και περιγράφεται στο Σχήμα 1.1.





**Εικόνα 1.2:** Steinway Tower, New York City



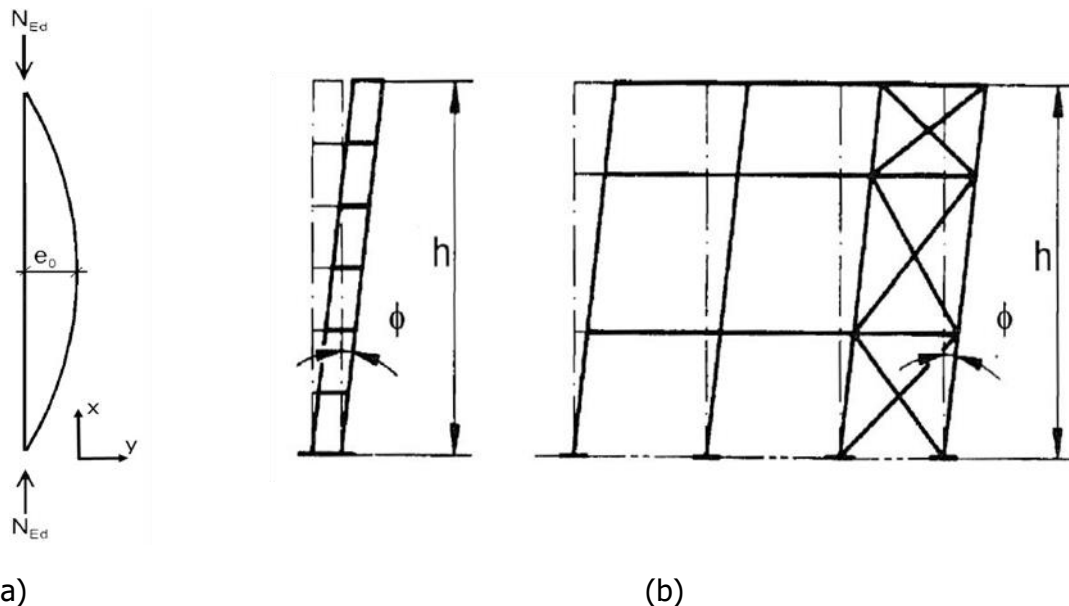
**Σχήμα 1.1:** Φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης σε απλά στηριζόμενη δοκό

### 1.3 Η επιρροή των ατελειών στις κατασκευές

Στην πραγματικότητα, κανένα κτίριο δεν είναι τέλειο. Ειδικότερα στην μηχανική, η φυσική κατασκευή αποκλίνει από την τελειότητα που λαμβάνεται θεωρητικά κατά τους

απλοποιημένους υπολογισμούς. Οι λόγοι για τους οποίους οι κατασκευές είναι φυσικά ατέλειες είναι πολλοί και μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

- Λόγω των διαδικασιών παραγωγής, η τελική γεωμετρία μπορεί να αποκλίνει από τα εξιδανικευμένα σχήματα. Για παράδειγμα, θεωρητικά ευθύγραμμα υποστυλώματα θα μπορούσαν να είναι στραβά. Αυτές οι ατέλειες ονομάζονται τοπικές ή, εξίσου, τοξοειδής(Σχήμα 1.2α)
- Κατασκευαστικές ατέλειες, σχετικά με τις απλουστεύσεις στους υπολογισμούς των ιδιοτήτων διατομής, όπως η άγνοια των προεντεταμένων επιδράσεων
- Κατασκευαστικές ατέλειες σε επίπεδο εργοταξίου, αφορούν την πιθανότητα ότι υποστυλώματα ή άλλα μέλη της κατασκευής δεν «συναρμολογούνται» στο εργοτάξιο, όπως θεωρητικά έχουν προσομοιασθεί. Αυτού του είδους οι ατέλειες αναφέρονται, ως καθολικές αποκλίσεις από την καθετότητα μιας κατασκευής(Σχήμα 1.2β)
- Φορτικές ατέλειες, σχετικά με την υπόθεση ότι όλα τα θλιπτικά φορτία είναι κεντραρισμένα. Στην πραγματικότητα, μπορεί να υπάρχουν επιδράσεις, όπως πλευρικά φορτία στις κατασκευές ή και τα κατακόρυφα φορτία που λαμβάνονται υπόψη να μην είναι ομοιόμορφα ασκούμενα.



**Σχήμα 1.2:** Πιθανή γεωμετρία ατελειών (α)κατασκευαστικό βέλος κατά την διάρκεια παραγωγής, (b)κατασκευαστική απόκλιση από την καθετότητα

Για την γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση λεπτών κατασκευών, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι ατέλειες και οι επακόλουθες επιπτώσεις τους στη σταθερότητα. Πράγματι, καθώς η γεωμετρία έχει επακόλουθο αντίκτυπο σε αυτές τις κατασκευές, η συμπεριφορά και γενικά η αντίσταση τους εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την παραμορφωμένη κατάσταση. Έχοντας αναφερθεί σε αυτό, αντιλαμβανόμαστε ότι αρχικές σημαντικές συνθήκες όπως παραμορφώσεις ή άλλες ατέλειες, επηρεάζουν την αντοχή των κατασκευών. Για παράδειγμα, στην περίπτωση μιας απλά στηριζόμενης δοκού(Σχήμα 1.1), η αρχική ατέλεια στο σχήμα της μορφής του πρώτου ελαστικού κρίσιμου λυγισμού μπορεί να προκαλεί καμπτικές ροπές με την παρουσία μόνο αξονικών δυνάμεων. Αυτές οι καμπτικές ροπές μπορεί να είναι ιδιαίτερα σημαντικές στην

περίπτωση λεπτών κατασκευών που είναι επιρρεπείς σε αρχικές ατέλειες. Σε ορισμένες περιπτώσεις η μειωμένη αντίσταση των κατασκευών, μπορεί να φτάνει και το 40%.

Ακόμα κι αν οι ατέλειες έχουν μεγάλη σημασία για τον υπολογισμό της αντίστασης μιας κατασκευής, οι προτάσεις σχετικά με πολλές πτυχές τους, δεν εξηγούνται με σαφήνεια στον Ευρωκώδικα 3. Πράγματι, όλες οι μέθοδοι που αφορούν ατέλειες παρουσιάζουν κάποιες αβεβαιότητες, όπως η πιο δυσμενής κατεύθυνση που θα έπρεπε να εφαρμοσθεί, ο αριθμός των ιδιομορφών λυγισμού που θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση, ο ορισμός των ατελειών σε περιπτώσεις εκτός από τον καμπτικό λυγισμό, μεταξύ άλλων.

Συνεπώς, θα πρέπει να δοθούν κάποιες ιδέες για τις ατέλειες. Στην παρούσα διπλωματική, συγκρίνονται οι γεωμετρικές ατέλειες (καθολικές & τοπικές) που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 3 και η μη γραμμική ανάλυση με την γραμμική ανάλυση, στην διαστασιολόγηση δύο διαφορετικών μεταλλικών φορέων. Με αυτόν τον τρόπο, θα είναι δυνατός ο προσδιορισμός των συνθηκών και γενικά των κατασκευών, στις οποίες θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη καθολικές ή/και τοπικές ατέλειες.

#### 1.4 Στόχος και πεδίο εφαρμογής

Ο καθοριστικός ρόλος τόσο της γεωμετρικής μη γραμμικότητας όσο και των ατελειών στη συμπεριφορά των κατασκευών σε συνδυασμό με τις αβεβαιότητες των προτάσεων του Ευρωκώδικα 3, οδηγεί στην ανάγκη περαιτέρω έρευνας. Στην παρούσα διπλωματική διατριβή, η κύρια εστίαση δίνεται στις εναλλακτικές μεθόδους ανάλυσης και σχεδιασμού των τρισδιάστατων μεταλλικών πλαισιακών κατασκευών. Πιο συγκεκριμένα, οι συνθήκες που επιτρέπουν την ανάλυση πρώτης τάξης και οι ατέλειες που πρέπει να ληφθούν υπόψη είναι θέματα που αντιμετωπίζονται σε αυτήν την διπλωματική.

Ο πρωταρχικός σκοπός του Κεφαλαίου 3 είναι να καθορίσει τα όρια και τις συνθήκες που επιτρέπουν την ανάλυση πρώτης τάξης και τις διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης και ελέγχων που εισάγονται με τον νέο Ευρωκώδικα. Στην περίπτωση που μια κατασκευή είναι εύκαμπτη και συνεπώς μεταθετή, ο υπολογισμός των εσωτερικών δυνάμεων συνεπάγεται ανάλυση δεύτερης τάξης. Από την άλλη πλευρά, εάν μια κατασκευή είναι αρκετά άκαμπτη, τότε δεν υπάρχει λόγος για μια προσέγγιση ανάλυσης δεύτερης τάξης και κατά συνέπεια, αρκεί μια ανάλυση πρώτης τάξης. Ο συντελεστής αναφοράς που χρησιμοποιεί ο Ευρωκώδικας 3 για το σκοπό αυτό και εξετάζεται στις αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι ο συντελεστής με τον οποίο πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού για να προκαλέσει ελαστική αστάθεια σε μια καθολική λειτουργία στην κατασκευή, που ονομάζεται  $a_{cr}$ . Επιπλέον, ορισμένα από τα θέματα που εξετάζονται σε αυτό το κεφάλαιο αφορούν τις ατέλειες. Ειδικότερα, οι συνθήκες υπό τις οποίες θα πρέπει να εφαρμόζονται οι καθολικές ή/και τοπικές ατέλειες και η δυσμενέστερη κατεύθυνσή τους, είναι επίσης θέματα που αντιμετωπίζονται. Επιπλέον, συγκρίνονται όλες οι ισοδύναμες μέθοδοι εφαρμογής των ατελειών. Τέλος, προτείνεται η μεθοδολογία πίσω από τις ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής λειτουργίας λυγισμού και καθιερώνεται επίσης μια σύγκριση μεταξύ όλων αυτών των μεθόδων.

#### 1.5 Διάρθρωση της διπλωματικής εργασίας

- **Κεφάλαιο 2:** Δράσεις επί των κατασκευών και συνδυασμοί φορτίσεων

Στο δεύτερο κεφάλαιο καταγράφονται οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό, καθώς και συνδυασμοί αυτών που επενεργούν στους φορείς.

- **Κεφάλαιο 3:** Μη γραμμική ανάλυση και εναλλακτικοί τρόποι διαστασιολόγησης

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση των φορέων. Παρατίθενται οι νέες μέθοδοι που εισάγει ο Ευρωκώδικας 3, παράμετροι αυτών και οι τύποι ελέγχων βάσει των οποίων υπολογίστηκαν οι βαθμοί αξιοποίησης των υποστυλωμάτων σε κάθε περίπτωση.

- **Κεφάλαιο 4:** Σχεδιασμός οκταώροφου φορέα

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στην προσομοίωση του φορέα, στις μεθόδους ανάλυσης που πραγματοποιήθηκαν και στα αποτελέσματα που εξήχθησαν. Ακόμα, καταγράφονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τον EN 1993 και τα συμπεράσματα της σύγκρισης μεταξύ των διαφορετικών μεθόδων ανάλυσης.

- **Κεφάλαιο 5:** Σχεδιασμός δεκαώροφου φορέα

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο σχεδιασμός ενός δεύτερου φορέα, διαφορετικής γεωμετρίας από τον πρώτο, με κύριο χαρακτηριστικό την ύπαρξη κεκλιμένων υποστυλωμάτων στις εξωτερικές πλευρές. Επίσης καταγράφονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τον EN 1993 και τα συμπεράσματα της σύγκρισης μεταξύ των διαφορετικών μεθόδων ανάλυσης.

- **Κεφάλαιο 6:** Συμπεράσματα

Στο έκτο κεφάλαιο παρατίθενται τα συμπεράσματα της διπλωματικής εργασίας καθώς και κάποιες προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.

- **Κεφάλαιο 7:** Πηγές - Βιβλιογραφία

## 2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

### 2.1 Γενικά

Κάθε φορέας, κατά την διάρκεια της ζωής του, απαιτείται να μεταβιβάζει ασφαλώς τα φορτία που καταπονούν τα επιμέρους στοιχεία που τον απαρτίζουν, στο έδαφος. Για την ορθή ανάλυση και σχεδιασμό μιας κατασκευής θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι δράσεις που ενδέχεται να εμφανιστούν κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Στην Ελλάδα, για τις δράσεις επί των κατασκευών εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα - σύμφωνα με τις επιμέρους συνθήκες (κλιματολογικές, εδαφικές κλπ.) - ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για χιόνι, άνεμο κλπ.), που δίνονται είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, είτε μέσω Παραρτημάτων, που συνοδεύουν τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες.

Έτσι, με κριτήριο τη διακύμανση τους στο χρόνο, οι δράσεις σχεδιασμού διακρίνονται σε:

- Μόνιμες δράσεις (G)
- Μεταβλητές δράσεις (Q)
- Τυχηματικές δράσεις (A)
- Σεισμικές δράσεις (E)

### 2.2 Μόνιμες δράσεις

Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν οι δράσεις, που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλες οι κατακόρυφες φορτίσεις που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Πιο συγκεκριμένα:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων κλπ.)

- Ίδιο βάρος στεγών, κλιμάκων και τοίχων πλήρωσης
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία (επικαλύψεις, δάπεδα, ψευδοροφές, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κλπ.)

## 2.3 Μεταβλητές δράσεις

Τα μεταβλητά/κινητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν, όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία, και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν παροδικό ή/και μόνιμο χαρακτήρα. Περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία, τα φορτία χιονιού, ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, για αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς ή/και τα εθνικά προσαρτήματα, ανάλογα πάντα με την χρήση του κτιρίου.

### 2.3.1 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία, που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της αβεβαιότητας του μεγέθους και της θέσης των φορτίων αυτών, οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς, ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου. Προκειμένου να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις, θα πρέπει να επιβάλλονται στο φορέα κατά το δυσμενέστερο τρόπο.

Για τον προσδιορισμό των τιμών των ωφέλιμων φορτίων χρησιμοποιούνται πίνακες του Εθνικού Προσαρτήματος του EN 1991-1-1[8] (Ευρωκώδικας 1). Επιπρόσθετα, οι διάφορες επιφάνειες των κτιρίων υπό μελέτη χρειάζεται να κατατάσσονται σε κατηγορίες με βάση τη χρήση τους.

Με βάση τον πίνακα 2.1, τα υπό μελέτη κτίρια που θα παρουσιαστούν στην συνέχεια της διπλωματικής εργασίας, κατατάσσονται στην κατηγορία Β, καθώς σχεδιάζονται με στόχο να καλύψουν τις ανάγκες χώρων γραφείων. Συνεπώς, το κινητό ομοιόμορφο φορτίο δαπέδων που λήφθηκε υπόψη είναι ίσο με  $2.00 \text{ kN/m}^2$ .

**Πίνακας 2.1:** Κατηγορίες χρήσης επιφανειών

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D <sup>1</sup> )	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ., Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές. C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ο πίνακας 2.2 παρουσιάζει τις εξής τιμές κινητών φορτίων:

**Πίνακας 2.2:** Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων

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

### 2.3.2 Φορτία χιονιού

Η δράση του χιονιού θεωρείται ότι εξασκείται στις στέγες (οριζόντιες και μη) των κτιρίων και λαμβάνεται ως το φορτίο, που οφείλεται στο ίδιο βάρος του χιονιού, το οποίο έχει συσσωρευθεί είτε από ελεύθερη πτώση, είτε επειδή έχει παρασυρθεί. Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EN 1991-1-3 για κατασκευές οι οποίες βρίσκονται σε υψόμετρο έως και 1500m. Όμως για τοποθεσίες με υψόμετρο άνω των 1500m, απαιτείται αξιολόγηση μέσω ειδικής μελέτης. Τα εν λόγω φορτία δρουν κατακόρυφα, αναφέρονται στην οριζόντια προβολή της στέγης και θεωρούνται στατικές φορτίσεις. Το χιόνι συσσωρεύεται στις στέγες των κτιρίων ανάλογα με:

- τον τύπο της στέγης
- την τραχύτητα της επιφάνειας
- τον περιβάλλοντα χώρο
- τις κλιματολογικές συνθήκες της περιοχής

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου του χιονιού, συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A) για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right), \quad (2-1)$$

όπου:

$s_{k,0}$  η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού στη στάθμη της θάλασσας

A το υψόμετρο της συγκεκριμένης περιοχής από την στάθμη της θάλασσας, μετρούμενο σε μ.

Έτσι, το φορτίο του χιονιού αντίστοιχα, μπορεί να προσδιοριστεί από την ακόλουθη σχέση:

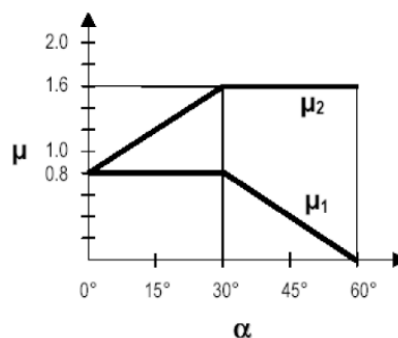
$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k, \quad (2-2)$$

όπου:

$C_e$ , συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες έκθεσης, δηλαδή για περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών ή των δέντρων, λαμβάνεται ίσος με 1.0

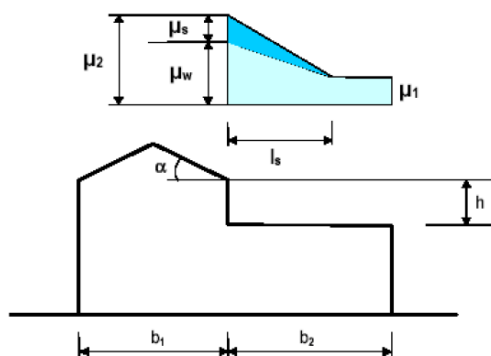
$C_t$ , θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται συνήθως ίσος με 1.0 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης

$\mu_i$ , συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού (σχήματα 2.1,2.2)



**Σχήμα 2.1:** Συντελεστής σχήματος





**Σχήμα 2.2:** Συντελεστής σχήματος σε στέγη σε επαφή με υψηλότερες κατασκευές

### 2.3.3 Φορτία ανέμου

Τα φορτία του ανέμου είναι από τα κυρίαρχα φυσικά φορτία, μαζί με τα σεισμικά, επί των κατασκευών. Οι δράσεις λόγω ανέμου δε, παίζουν ιδιαίτερο ρόλο στις μεταλλικές κατασκευές και συχνά αποτελούν τη βασική φόρτιση αυτών. Επίσης, είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις σε εύκαμπτες κατασκευές. Ο τρόπος και ο βαθμός απόκρισης των κατασκευών έναντι του ανέμου, αποτελούν σημαντικό κομμάτι του δομοστατικού σχεδιασμού. Με την υλοποίηση ερευνών, πειραμάτων, παρατηρήσεων και με την χρήση της Στατιστικής έχει καταστεί δυνατή η ποσοτική ερμηνεία των φορτίων του ανέμου επί των συνήθων κατασκευών. Ο υπολογισμός σε αυτές τις περιπτώσεις πραγματοποιείται με την χρήση των κανονιστικών διατάξεων.

Οι βασικές παράμετροι που λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης ( $w$ ) είναι:

- Η πίεση ταχύτητας αιχμής ( $q_p$ ), η οποία υπολογίζεται συναρτήσει διαφόρων παραγόντων όπως είναι:
  - i) η απόσταση της κατασκευής από τη θάλασσα
  - ii) η κατηγορία εδάφους
  - iii) η τραχύτητα του εδάφους κλπ.
- Κατάλληλοι αεροδυναμικοί συντελεστές

### Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου δίνεται από τη σχέση:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}, \quad (2-3)$$

όπου:

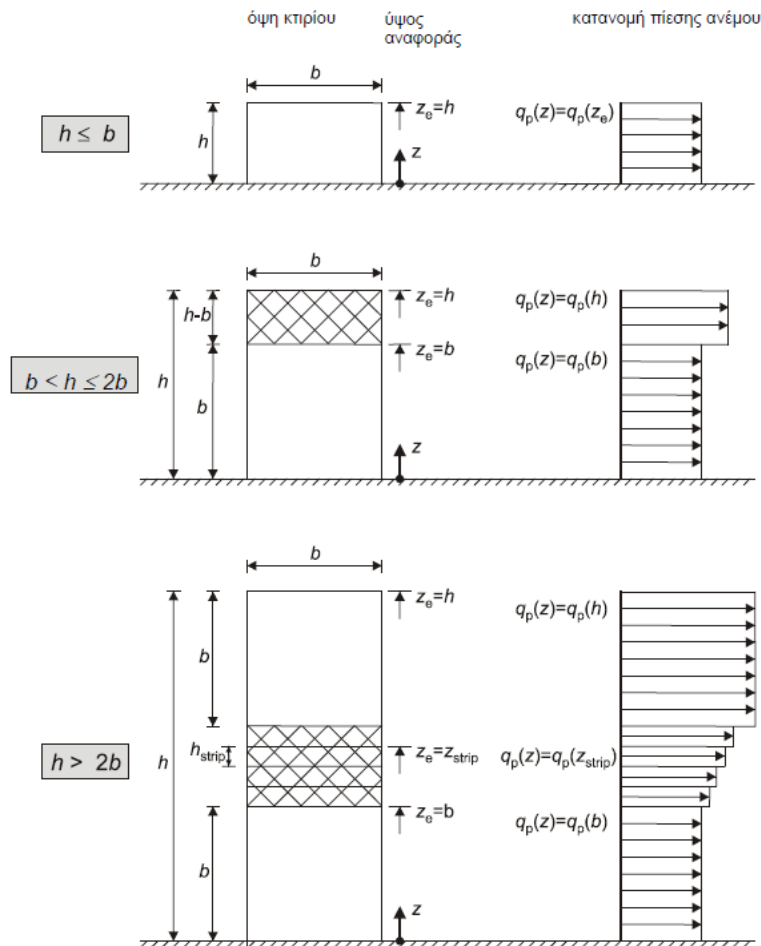
$C_{dir}$ , συντελεστής διεύθυνσης, λαμβάνεται ίσος με 1.0

$C_{season}$ , συντελεστής εποχής, λαμβάνεται ίσος με 1.0

$V_{b,0}$ , η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους, τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων

## Ύψος αναφοράς

Το ύψος αναφοράς  $z_e$  που χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς, λαμβάνεται σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα (Σχήμα 2.3) του Ευρωκώδικα και για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου,  $\theta=0^\circ$  &  $\theta=90^\circ$ .



**Σχήμα 2.3:** Ύψος αναφορά  $z_e$

## Συντελεστής τραχύτητας

Η τραχύτητα του εδάφους δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2-4)$$

$$c_r(z) = k_r * (z_{\min}), \quad z \leq z_{\min} \quad (2-5)$$

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right), \quad (2-6)$$

όπου:

$z_0$ , το μήκος τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους που δίνεται στον Πίνακα 2.3

$z_{0,II}$ , ίσο με 0.05 για κατηγορία εδάφους II από τον Πίνακα 2.3

$z_{\min}$ , το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον Πίνακα 2.3

$z_{\max}$ , πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο ΕΠ

**Πίνακας 2.3:** Τιμές  $z_0$  και  $z_{min}$  ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδί και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

### Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b, \quad (2-7)$$

όπου:

$c_r(z)$ , συντελεστής τραχύτητας, όπως υπολογίστηκε παραπάνω

$c_0(z)$ , συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, προτείνεται η τιμή 1.0 για επίπεδο έδαφος

$v_b$ , η βασική ταχύτητα ανέμου, όπως ορίστηκε παραπάνω

### Στροβιλισμός ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού, διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου. Περιγράφεται από την σχέση:

$$I_v(z) = \frac{1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2-8)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}), \quad z \leq z_{min} \quad (2-9)$$

### Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προκύπτει από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0,5 * \rho * v_m^2, \quad (2-10)$$

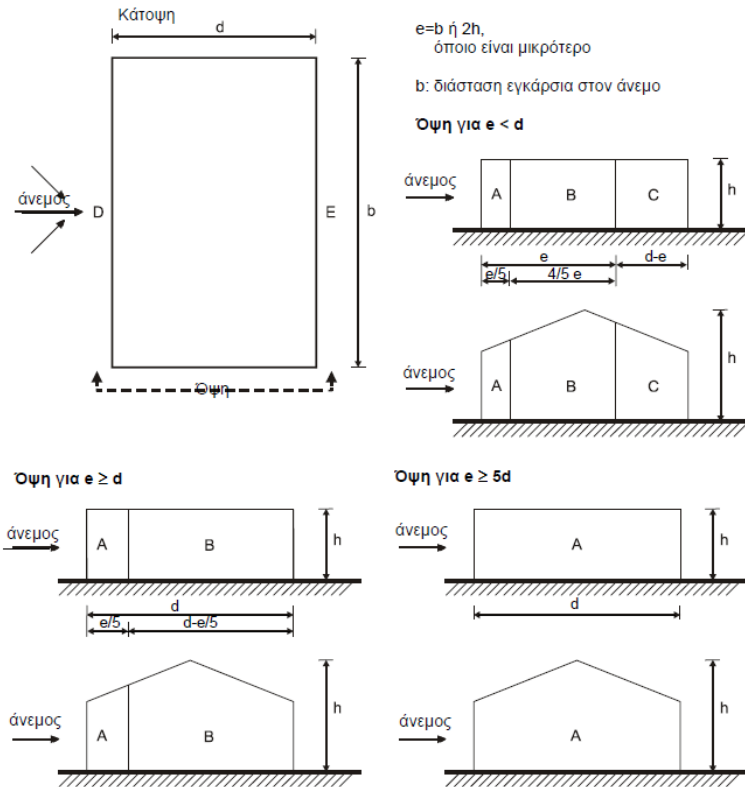
όπου:

$\rho$ , η πυκνότητα του αέρα ίση με 1,25 kg/m<sup>3</sup>

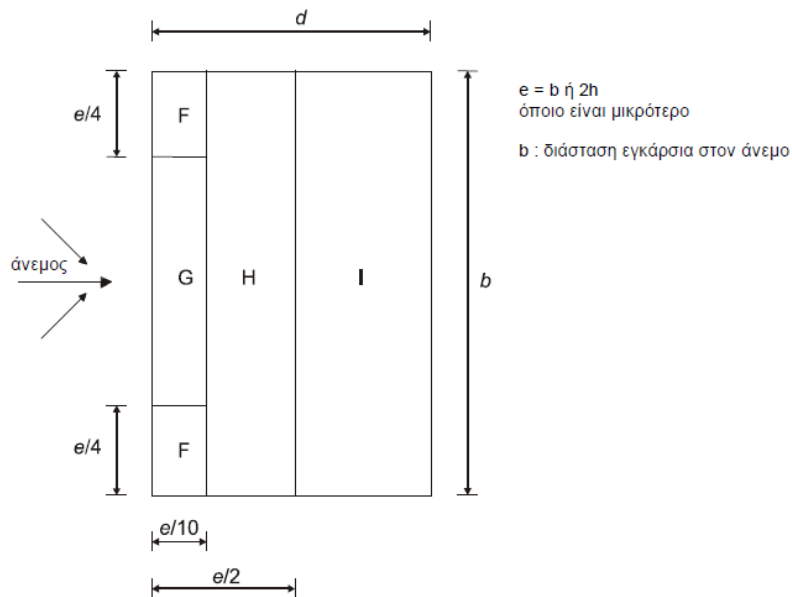
#### -Εξωτερικές πιέσεις:

Για να προσδιοριστούν οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου σε μια κατασκευή, χρησιμοποιούνται τα παρακάτω σχήματα του Ευρωκώδικα για τον κατάλληλο ορισμό των ζωνών, τόσο για τους τοίχους, όσο και για τη στέγη. Επιπλέον, οι κατάλληλες τιμές των συντελεστών εξωτερικής

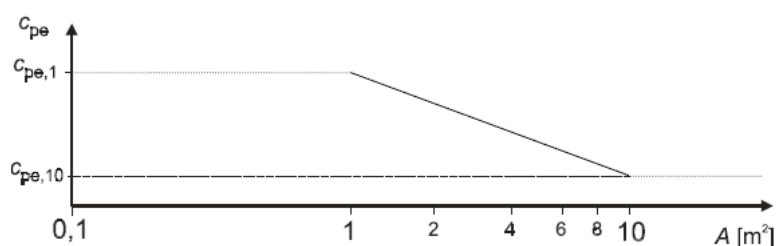
πίεσης  $c_{pe}$  λαμβάνονται από τους αντίστοιχους πίνακες. Οι συντελεστές αυτοί, δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων και εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , που είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα.



**Σχήμα 2.4:** Ζώνες σε κατακόρυφους τοίχους



**Σχήμα 2.5:** Ζώνες στη στέγη



**Σχήμα 2.6:** Προσδιορισμός  $c_{pe}$  με βάση την επιφάνεια  $A$

**Πίνακας 2.4:** Προσδιορισμός  $c_{pe}$  στους τοίχους ανάλογα με τη ζώνη

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

**Πίνακας 2.5:** Προσδιορισμός  $c_{pe}$  στη στέγη ανάλογα με τη ζώνη

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Σπαστά άκρα	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

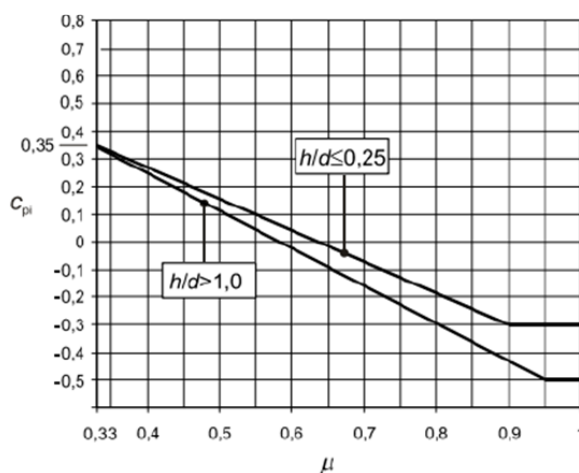
Από τους Πίνακες 2.4,2.5 προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης και στη συνέχεια υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στους τοίχους της κατασκευής από τη σχέση:

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe} , \quad (2-11)$$

#### -Εσωτερικές πιέσεις:

Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Εξαρτώνται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Η συγκεκριμένη κατασκευή δε διαθέτει δεσπόζουσα πλευρά, δηλαδή πλευρά που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες, και δεν είναι εύκολος ο ακριβής προσδιορισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων. Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  θα προσδιορίζεται με βάση το διάγραμμα του Ευρωκώδικα (σχήμα 2.7) και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του ποσοστού των ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\theta$ , το οποίο θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{\text{Σεπιφάνεια όπου το } c_{pi} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν}}{\text{Σεπιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}} , \quad (2-12)$$



**Σχήμα 2.7:** Συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του  $\mu$  για μια συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το  $c_{pi}$  θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0.2 και -0.3.

Οι εσωτερικές πιέσεις του ανέμου, λοιπόν, και για τις δύο διευθύνσεις του, δίνονται από την σχέση:

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi} , \quad (2-13)$$

Δυσμενέστερη κατάσταση για έναν φορέα, είναι εκείνη στην οποία παρουσιάζονται οι μέγιστες δυνάμεις από το άθροισμα των εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων.

Οι επιμέρους φορτίσεις από δράση ανέμου στους δύο μεταλλικούς φορείς που αναλύονται στην παρούσα διπλωματική εργασία, θα παρουσιαστούν παρακάτω στα αντίστοιχα κεφάλαια.

### 2.3.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Μια κατασκευή υποβάλλεται κατά τη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές που βρίσκονται στην ύπαιθρο με άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία. Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές είναι συνήθως βραχυχρόνιες, τα εμφανιζόμενα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και κατά συνέπεια λαμβάνονται στους υπολογισμούς τα βραχυχρόνια αδρανειακά μεγέθη.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-5, οι δράσεις λόγω των θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και συμπεριλαμβάνονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις ενώ ο προσδιορισμός τους λαμβάνει χώρα για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που ορίζει ο Ευρωκώδικας 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας οφειλόμενη σε ολική μεταβολή της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος (εναλλαγές μεταξύ χειμώνα – καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της θετικής και της αρνητικής ενεργού θερμοκρασίας.

Για τα κτίρια της υπόψη διπλωματικής δεν λήφθηκε επιρροή εντατικών μεγεθών από διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του), καθώς κρίθηκε ότι οι υπόλοιπες δράσεις που επιβλήθηκαν στα μοντέλα προσομοίωσης ήταν δυσμενέστερες.

## 2.4 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού, δεν ασκούνται δυνάμεις άμεσα στην κατασκευή, αλλά ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις στην βάση της που είναι θεμελιωμένη στο έδαφος, εκτοπίζοντας την από τη θέση ισορροπίας της και υποβάλλοντάς την σε εξαναγκασμένη ταλάντωση. Η μάζα του κτιρίου λόγω της αδράνειας της, δεν ταλαντώνεται με τον ίδιο τρόπο με την βάση, με αποτέλεσμα αυτό να παραμορφώνεται και να προκύπτουν εσωτερικές εντάσεις. Έτσι χρησιμοποιείται τελικά το ισοδύναμο σύστημα της κατασκευής όπου δεν κινείται η βάση της (έδαφος), αλλά ασκείται δύναμη στην μάζα (πλάκες για κτίρια, οδοστρώματα για γέφυρες κλπ). Οι σεισμικές δράσεις θεωρούνται τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Οι σεισμικές δράσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τον EN1998-1 [14]. Με την βοήθεια των προγραμμάτων γίνεται ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, με χρήση της μεθόδου CQC για την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

### Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και εδαφική επιτάχυνση

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση  $A$  και καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται από τον αντίστοιχο χάρτη. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη). Στον Πίνακα 2.6 παρουσιάζονται οι τιμές σεισμικής επιτάχυνσης ανά Ζώνη.

**Πίνακας 2.6:** Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

**Κατηγορία σπουδαιότητας**

Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας η εδαφική επιτάχυνση πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  (Πίνακας 2.7). Με αυτόν τον τρόπο ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα, δηλαδή για σεισμό με μεγαλύτερη περίοδο αναφοράς ( $TR = 1000$  ή  $2000$  χρόνια), η οποία αντιστοιχεί σε μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ή/και σε μεγαλύτερη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με  $\gamma_I \cdot a_{gR}$ . Στον ΕΚ8, η τιμή αυτή συμβολίζεται με  $a_g$ , και δίνεται από την σχέση:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2-14)$$

**Πίνακας 2.7:** Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

**Κατηγορία εδάφους**

Η τιμή  $a_g$  αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή πρέπει να επαυξάνεται με τον συντελεστή εδάφους  $S$ , ανάλογα με την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 2.8).

**Πίνακας 2.8:** Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΚ8

Κατηγορία εδάφους	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

**Συντελεστής συμπεριφοράς**

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή



$q$  δίνονται στον παρακάτω Πίνακας 2.9, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον 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 τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

**Πίνακας 2.9:** Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$

Στατικό προσομοίωμα	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	6
Β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2.5
Γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	6
Για Χαμηλή Κατηγορία πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $q = 1,5$ χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων.		

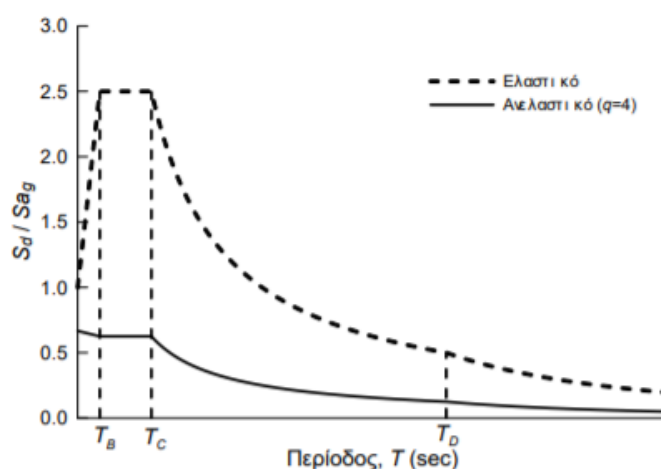
### Απόσβεση κατασκευής και φάσμα σχεδιασμού

Ο συντελεστής απόσβεσης  $\zeta$  είναι καθαρός αριθμός και μπορεί να υπολογιστεί πειραματικά. Εξαρτάται κυρίως από το υλικό της κατασκευής και για συνήθεις κατασκευές είναι πάντοτε μικρότερος της μονάδας. Οι τιμές του δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 2.10:** Συνήθεις τιμές απόσβεσης των κατασκευών

Περιγραφή κατασκευής	$\zeta$ (%)
Οπλισμένο σκυρόδεμα	3-5
Προεντεταμένο σκυρόδεμα	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με συγκολλητές συνδέσεις	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με κοχλιωτές συνδέσεις	5-7

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$ , με βάση τον ΕΚ8, ορίζεται ως εξής:



**Σχήμα 2.8:** Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ 8 για  $q=4$  και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα

Για τις διάφορες χαρακτηριστικές περιοχές του φάσματος ισχύουν οι εξής σχέσεις:

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

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

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

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

όπου:

$S_d(T)$ , η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

$a_g$ , η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A

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

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

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

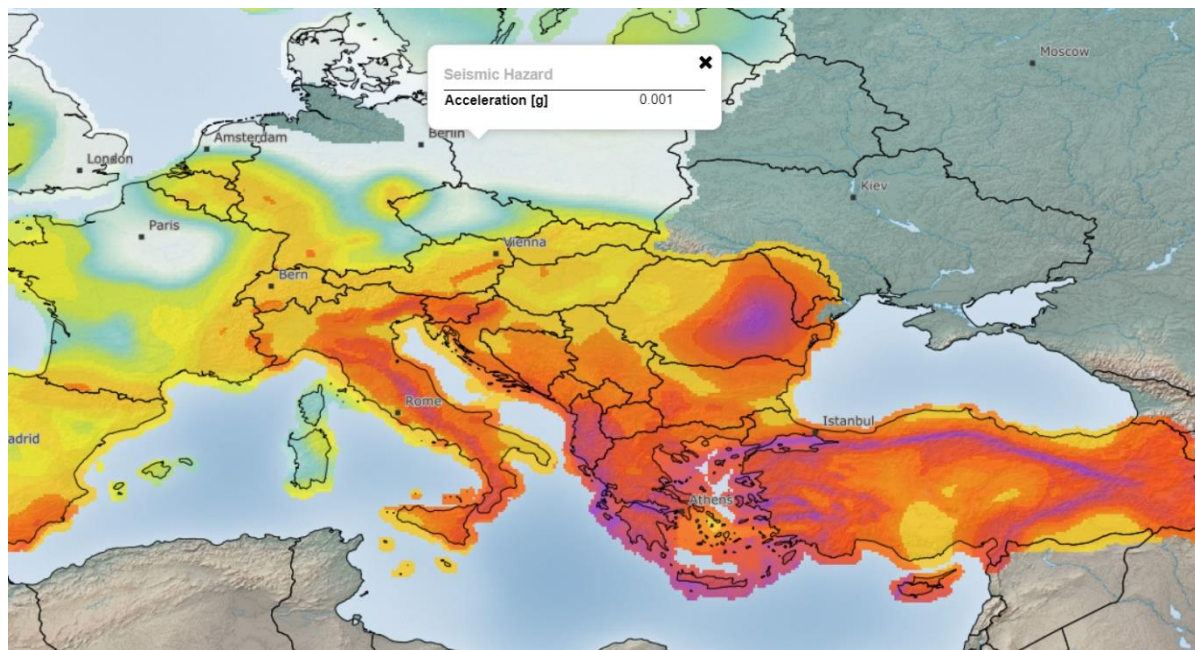
$S$ , ο συντελεστής εδάφους

$q$ , ο συντελεστής συμπεριφοράς

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

Αξίζει να σημειωθεί ότι, η μάζα που συμμετέχει στον σεισμό προκύπτει από το σύνολο των μονίμων φορτίων και των κινητών, τα τελευταία όμως πολλαπλασιασμένα με τον μειωτικό συντελεστή  $\psi_z=0.3$ .

Τα κτίρια που μελετώνται στην παρούσα διπλωματική λειτουργούν ως πλαίσια για την παραλαβή οριζόντιων δυνάμεων, τόσο κατά την διεύθυνση X, όσο και κατά την διεύθυνση Y. Για την σύγκριση διαστασιολόγησης των φορέων μεταξύ μη γραμμικής ανάλυσης και γραμμικής ανάλυσης, θεωρήθηκε σαν κύρια οριζόντια φόρτιση η επίδραση του ανέμου. Επιπλέον, τα συγκεκριμένα κτίρια γραφείων είναι σχεδιασμένα να κατασκευαστούν στο Πόζναν της Πολωνίας, όπου η τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης ( $P_{NCR}$  σε 50 έτη),  $P_{NCR} = 2\%$  και για αυτό δεν μελετήθηκαν σε ανάληψη σεισμικών δράσεων. Οι τιμές εδαφικών επιταχύνσεων που δύνανται να πραγματοποιηθούν στην περιοχή σύμφωνα με τον χάρτη European Seismic Hazard Model 2020 (ESHM20), είναι  $0.001 \cdot g$  ( $m/s^2$ ).



Earthquake hazard across Europe

## Earthquake hazard map (ESHM20)

0.0002 < accl. [g] < 0.0007
0.005 < accl. [g] < 0.0051
0.01 < accl. [g] < 0.0101
0.015 < accl. [g] < 0.02
0.03 < accl. [g] < 0.04
0.1043 < accl. [g] < 0.113
0.202 < accl. [g] < 0.2059
0.3 < accl. [g] < 0.3039
0.402 < accl. [g] < 0.4059
0.5 < accl. [g] < 0.5039
0.5981 < accl. [g] < 0.6

Σχήμα 2.9: European Seismic hazard Model 2020 (ESHM20)

## 2.5 Συνδυασμοί φορτίσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, εκτιμώνται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που ασκούνται πάνω σε αυτήν. Οι δράσεις πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ) συνδυάζονται κατάλληλα μεταξύ τους (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Επισημαίνεται ότι το σύνολο των δράσεων του κάθε συνδυασμού δρα επί της κατασκευής ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων φαίνονται στον Πίνακα 2.11.

**Πίνακας 2.11:** Συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ 

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
$\gamma_G$	1,35	1,0	1,0	1,0
$\gamma_Q$	1,5	0	1,0	0

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις. Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ , αναλόγως της κατηγορίας δράσεων, δίνονται στον πίνακα 2.12.

**Πίνακας 2.12:** Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi$  κατά το EN 1990

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: γραφεία	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: καταστήματα	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1.0	0.9	0.8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτήρια			
Κατηγορία H: Οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-3)			
1000 m < H < 1500 m	0.7	0.5	0.2
H ≤ 1000 m	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς) (βλ. EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

### 2.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ), οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα, σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Οι τρόποι με τους οποίους μια κατασκευή μπορεί να φτάσει σε αυτήν την οριακή κατάσταση είναι η ανάπτυξη πλαστικών αντοχών, η απώλεια ευστάθειας, η θραύση, η κόπωση, η ανατροπή κλπ.

Οι συνδυασμοί που ορίζονται βάσει του EN 1990 για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας είναι :

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}'' + \gamma_p P'' + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}'' + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.15)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + ''P'' + ''A_d'' + ''\psi_{1,1}(\text{ή } \psi_{2,1})Q_{k,1}'' + ''\sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (2.16)$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + ''P'' + ''A_{Ed}'' + ''\sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (2.17)$$

όπου:

“+”	“επαλληλία με”
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
$P$	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης $i$
$A_d$	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$A_{Ed}$	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma G_{j,j}$	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση $j$
$\gamma_p$	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση $i$
$\gamma_i$	συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

## 2.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ) σχετίζονται με την απώλεια της λειτουργικότητας του κτιρίου, έτσι ελέγχεται το βέλος κάμψης υπό συχνά φορτία με καθοριστικό γνώμονα την ψυχολογία του χρήστη. Οι τρόποι με τους οποίους μπορεί να φθάσει μία κατασκευή στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ρηγματώσεις, παραμορφώσεις, ταλαντώσεις κτλ.

Οι συνδυασμοί που ορίζονται βάσει του EN 1990 για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι :

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + ''P'' + ''Q_{k,1}'' + ''\sum_{i > 1} \psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (2.18)$$

- Για συχνές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + ''P'' + ''\psi_{1,1}Q_{k,1}'' + ''\sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (2.19)$$

- Για οιονεί-μόνιμες καταστάσεις:

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

όπου:

“+”

“επαλληλία με”

$G_{k,j}$

χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

$P_k$

χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,i}$

χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης  $i$

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2i}$

συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

# 3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

## 3.1 Εισαγωγή

Η ανάλυση ενός φορέα πρέπει να βασίζεται σε υπολογιστικά προσομοιώματα, τα οποία είναι κατάλληλα για την εκάστοτε οριακή κατάσταση σχεδιασμού. Το υπολογιστικό προσομοίωμα και οι βασικές παραδοχές για τους υπολογισμούς, πρέπει να συνάδουν με τη συμπεριφορά του φορέα στην αντίστοιχη οριακή κατάσταση με ικανοποιητική ακρίβεια και να αντανακλούν τον αναμενόμενο τρόπο συμπεριφοράς των διατομών, μελών, κόμβων και στηρίξεων. Συνεπώς, η μέθοδος που χρησιμοποιείται για την ανάλυση κάθε φορά, πρέπει να είναι σύμφωνη με τις παραδοχές σχεδιασμού και την συμπεριφορά του φορέα.

Συγκεντρωτικά, η συμπεριφορά των κατασκευών επηρεάζεται από τη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού λόγω διαρροής του χάλυβα και από τη γεωμετρική μη γραμμικότητα που οφείλεται στις μεγάλες παραμορφώσεις. Για τον προσδιορισμό της συνολικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και τα δύο είδη μη γραμμικότητας. Σε δύσκαμπτους φορείς επικρατεί συνήθως η μη γραμμικότητα υλικού, ενώ σε εύκαμπτους πιο κρίσιμη αποτελεί η γεωμετρική μη γραμμικότητα.

Όταν ο παραμορφωμένος φορέας εμφανίζει σημαντική απόκλιση από τον απαραμόρφωτο, είναι αναγκαία η εκτέλεση γεωμετρικής μη γραμμικής ανάλυσης. Σε προβλήματα γεωμετρικής μη γραμμικότητας, οι εξισώσεις ισορροπίας διατυπώνονται για την παραμορφωμένη κατάσταση και εξάγονται συμπεράσματα για το κρίσιμο φορτίο και για την συμπεριφορά του φορέα τόσο πριν το λυγισμό όσο και μεταλυγισμικά.

Σε αυτό το κεφάλαιο, παρουσιάζονται οι εναλλακτικές μέθοδοι ανάλυσης-σχεδιασμού που δίνει η νέα έκδοση του EN1993-1-1, καθώς και μια περιγραφή του θεωρητικού υποβάθρου που υιοθετείται από τον κανονισμό.

### 3.2 Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας του φορέα

Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε μια κατασκευή μπορούν γενικά να υπολογισθούν χρησιμοποιώντας είτε:

- Ανάλυση πρώτης τάξης, χρησιμοποιώντας την αρχική γεωμετρία του φορέα ή
- Ανάλυση δεύτερης τάξης, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της παραμόρφωσης του φορέα

Οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας (επιδράσεις δεύτερης τάξης) θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, εάν αυξάνουν σημαντικά τις επιρροές των δράσεων ή εάν τροποποιούν σημαντικά τη συμπεριφορά του φορέα. Εάν μια κατασκευή είναι αρκετά εύκαμπτη, τότε θα πρέπει να εφαρμόζεται μια ανάλυση δεύτερης τάξης για τον υπολογισμό των εσωτερικών δυνάμεων. Από την άλλη πλευρά, ανάλυση πρώτης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται, εάν η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα οφειλόμενη σε παραμορφώσεις, μπορεί να αγνοηθεί. Εάν μια κατασκευή είναι αρκετά άκαμπτη σε μια συγκεκριμένη κατάσταση εξωτερικών δυνάμεων, τότε δεν υπάρχει λόγος για ανάλυση δεύτερης τάξης και αρκεί η ανάλυση πρώτης τάξης. Είναι φανερό λοιπόν, ότι θα πρέπει να καθοριστεί ένα ακριβές κριτήριο ώστε ο μελετητής μηχανικός να μπορεί να είναι σίγουρος για τη μέθοδο που πρέπει να ακολουθήσει σε κάθε περίπτωση.

Όπως αναφέρεται στον νέο Ευρωκώδικα 3, η ανάλυση πρώτης τάξης είναι επαρκής για τον υπολογισμό των εσωτερικών δυνάμεων ενός φορέα, εάν:

$$\alpha_{cr,ns} = \frac{F_{cr,ns}}{F_d} \geq k_0, \quad (3-1)$$

όπου:

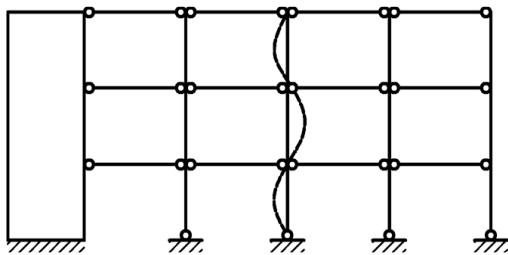
$\alpha_{cr,ns}$  είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί ελαστική αστάθεια μέλους σε εντός και εκτός επιπέδου (μη μεταθετή) ιδιομορφή λυγισμού

$F_d$  είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα

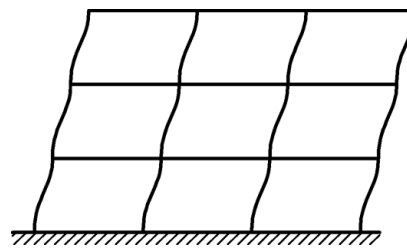
$F_{cr,ns}$  είναι το ελαστικό οριακό καμπτικό φορτίο λυγισμού, είτε για εντός επιπέδου είτε για εκτός επιπέδου μέλους (μη μεταθετή) ιδιομορφή λυγισμού. Στρεπτικός λυγισμός, στρεπτοκαμπτικός λυγισμός και πλευρικός λυγισμός δεν λαμβάνονται υπόψη

Σημείωση 1: Η τιμή του  $k_0$  είναι 25, εκτός αν το Εθνικό Προσάρτημα δίνει διαφορετική τιμή

Σημείωση 2: Για τα πλαίσια, οι ιδιομορφές λυγισμού μπορούν να ταξινομηθούν ως μεταθετές ή μη μεταθετές, βλέπε Σχήμα 3.1. Οι μεταθετές ιδιομορφές χαρακτηρίζονται από σημαντικές σχετικές μετατοπίσεις των άκρων του μέλους, κάθετες στην απαραμόρφωτη γεωμετρία του μέλους.



(α) Μη μεταθετή ιδιομορφή λυγισμού μέλους



(β) Μεταθετή ιδιομορφή καθολικού λυγισμού φορέα

**Σχήμα 3.1:** Ιδιομορφές λυγισμού πλαισίων



Επιπλέον, εάν πληρείται η εξίσωση (3-2), τα φαινόμενα δεύτερης τάξης λόγω λυγισμού εντός του επιπέδου μετάθεσης μπορεί να παραλειφθούν για τη καθολική ανάλυση και η ανάλυση πρώτης τάξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό των ροπών κάμψης εντός του επιπέδου.

$$\alpha_{cr.sw} = \frac{F_{cr.sw}}{F_d} \geq 10, \quad (3-2)$$

όπου:

- $\alpha_{cr.sw}$  είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί ελαστική καθολική αστάθεια από εντός επιπέδου (μεταθετή ιδιομορφή) λυγισμό
- $F_d$  είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα
- $F_{cr.sw}$  είναι το ελαστικό οριακό καμπτικό φορτίο λυγισμού για εντός επιπέδου καθολικό λυγισμό (μεταθετή ιδιομορφή)

Σημείωση 3: Όταν ικανοποιείται η εξίσωση (3-2), η αύξηση των εσωτερικών εντατικών μεγεθών του φορέα από φαινόμενα μετάθεσης δεύτερης τάξης δεν πρέπει να ξεπερνάει το 10%, από τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από ανάλυση πρώτης τάξης.

Τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να παραμεληθούν για την καθολική ανάλυση και τους ελέγχους, στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για ορισμένους τύπους διατομών, π.χ. τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές και ισοδύναμες συγκολλητές κλειστές διατομές
- όταν δρουν ροπές κάμψης μόνο στον ασθενή άξονα μελών με μονή ή διπλή συμμετρία διατομών
- σε περίπτωση επαρκούς πλευρικής συγκράτησης του θλιβόμενου τμήματος
- όταν δεν ξεπερνιέται το όριο λυγηρότητας για επιδεκτικότητα στον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό σύμφωνα με το Κεφ. 8.3.2.3(1) του EN 1993

### 3.3 Γεωμετρικές ατέλειες

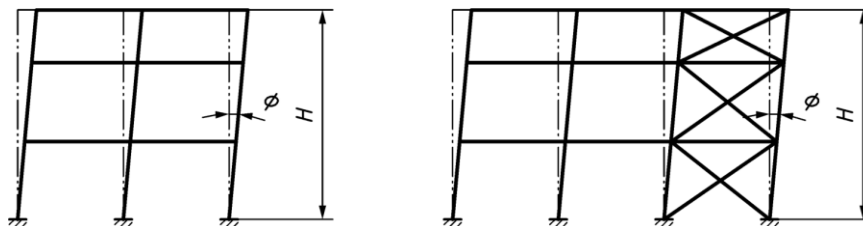
Σύμφωνα με τον νέο Ευρωκώδικα 3, θα πρέπει να ενσωματώνονται κατάλληλες ανοχές στη στατική ανάλυση των κατασκευών ώστε να καλύπτουν τις επιδράσεις ατελειών, συμπεριλαμβανομένων των παραμενουσών τάσεων και των γεωμετρικών ατελειών, όπως έλλειψη καθετότητας, έλλειψη ευθυγραμμίας, έλλειψη επιπεδότητας, έλλειψη προσαρμογής και κάθε δευτερεύουσα εκκεντρότητα στους κόμβους της αφόρτιστης κατασκευής. Επιπλέον, πρέπει να χρησιμοποιούνται ισοδύναμες γεωμετρικές ατέλειες, με τιμές που αντικατοπτρίζουν τις πιθανές επιδράσεις όλων των τύπων των ατελειών, εκτός εάν οι επιδράσεις αυτές περιλαμβάνονται στον τύπο αντοχής για το σχεδιασμό μελών. Το υποτιθέμενο σχήμα των ατελειών μετάθεσης και βελών μπορεί να προέρχεται από της μορφές ελαστικού λυγισμού μιας κατασκευής, στο επίπεδο λυγισμού που εξετάζεται κάθε φορά. Ο λυγισμός τόσο εντός επιπέδου, όσο και εκτός επιπέδου, συμπεριλαμβανομένου του στρεπτικού λυγισμού με συμμετρικά και ασύμμετρα σχήματα λυγισμού, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην πιο δυσμενή κατεύθυνση και μορφή.

Έτσι, ανάλογα με την εκάστοτε ανάλυση πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μεμονωμένα ή συνδυαστικά οι ακόλουθες ατέλειες:

- Γεωμετρικές ατέλειες μετάθεσης για την καθολική ανάλυση πλαισίων
- Τοπικές ατέλειες μελών για καθολική ανάλυση και ανάλυση μελών
- Ατέλειες για την ανάλυση συστημάτων δυσκαμψίας
- Ατέλειες βασισμένες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού

### 3.3.1 Αρχικές ατέλειες μετάθεσης για στατική ανάλυση πλαισίων

Για πλαίσια ευαίσθητα σε λυγισμό με μετάθεση, η επίδραση των ατελειών λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση των πλαισίων μέσω μιας ισοδύναμης ατέλειας που περιλαμβάνει αρχική ατέλεια μετάθεσης  $\phi$  (Σχήμα 3.2). Οι ατέλειες μπορούν να καθορίζονται από:



**Σχήμα 3.2:** Αρχικές ατέλειες μετάθεσης

Καθολικές αρχικές ατέλειες μετάθεσης:

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m, \quad (3-3)$$

όπου:

$\phi_0$  είναι η βασική τιμή:

$\phi_0 = 1/400$ , για επαλήθευση της ελαστικής αντοχής διατομών και μελών

$\phi_0 = 1/200$ , για επαλήθευση της πλαστικής αντοχής διατομών και μελών

$\alpha_h$  είναι ο μειωτικός συντελεστής σχετικός με το ύψος  $H$  εφαρμόσιμος σε υποστυλώματα,

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}}, \text{ αλλά } \alpha_h \leq 1,0$$

$h$  είναι το ύψος της κατασκευής σε μέτρα

$\alpha_m$  είναι ο μειωτικός συντελεστής σχετικός με τον αριθμό των υποστυλωμάτων σε έναν όροφο,

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)}$$

$m$  είναι ο αριθμός των στύλων σε έναν όροφο και περιλαμβάνει μόνο εκείνους τους στύλους που φέρουν κατακόρυφο φορτίο  $N_{Ed}$  όχι μικρότερο του 50% της μέσης τιμής του φορτίου των στύλων στο υπό θεώρηση κατακόρυφο επίπεδο

Η αρχική ατέλεια μετάθεσης  $\phi$  θα πρέπει να ισχύει σε όλες τις σχετικές οριζόντιες κατευθύνσεις, αλλά πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μόνο σε μία κατεύθυνση κάθε φορά.

Για πλαίσια κτιρίων οι ατέλειες μετάθεσης μπορούν να αγνοούνται, όταν:

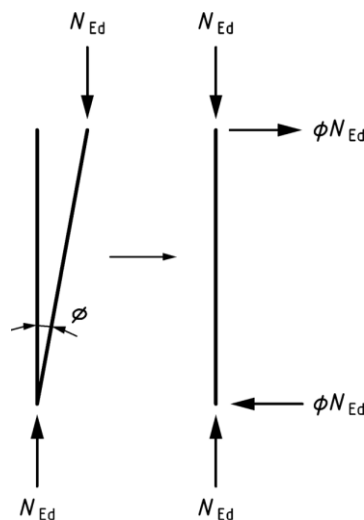
$$F_{H,d} \geq 0,15 * F_{V,d}, \quad (3-4)$$

όπου:

$F_{H,d}$  , είναι η τιμή σχεδιασμού του συνολικού οριζόντιου φορτίου

$F_{V,d}$  , είναι η τιμή σχεδιασμού του συνολικού κατακόρυφου φορτίου

Οι επιδράσεις της αρχικής ατέλειας μετάθεσης μπορούν να αντικαθίστανται από συστήματα ισοδύναμων οριζοντίων δυνάμεων, τα οποία εισάγονται για κάθε στύλο (Σχήμα 3.3). Όπου, σε πολυώροφα πλαίσια κτιρίων δοκών-υποστυλωμάτων, χρησιμοποιούνται ισοδύναμες δυνάμεις, αυτές πρέπει να εφαρμόζονται στο επίπεδο κάθε δαπέδου και κάθε οροφής.



**Σχήμα 3.3:** Αντικατάσταση αρχικών ατελειών μετάθεσης από ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις

### 3.3.2 Ισοδύναμες τοπικές ατέλειες μελών για καθολική ανάλυση και ανάλυση μελών

- Η ισοδύναμη τοπική ατέλεια των μελών,  $e_0$ , για καμπτικό λυγισμό μπορεί να προσδιοριστεί σύμφωνα με την εξίσωση:

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} * \beta * L, \quad (3-5)$$

όπου:

$L$  , είναι το μήκος του μέλους

$\alpha$  , είναι ο παράγοντας ατέλειας, ανάλογα με τη σχετική καμπύλη λυγισμού

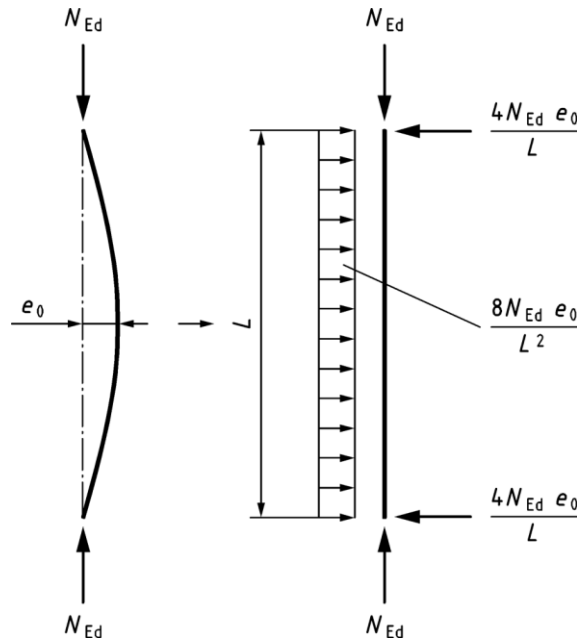
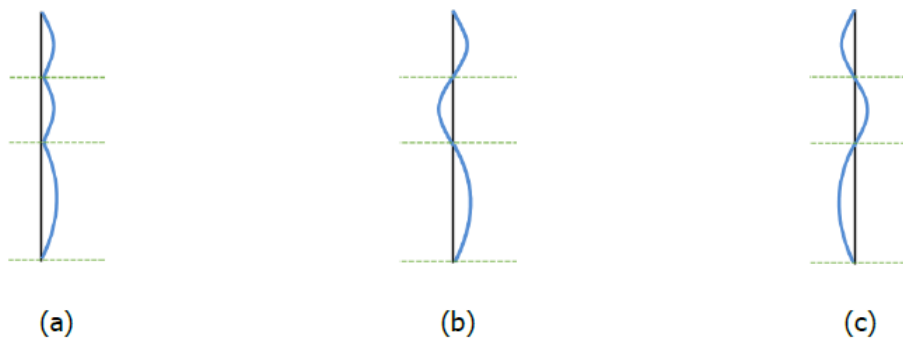
$\varepsilon$  , είναι η παράμετρος υλικού

$\beta$  , είναι η σχετική ατέλεια μέλους αναφοράς σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1.

**Πίνακας 3.1:** Σχετική ατέλεια μέλους αναφοράς συντελεστή  $\beta$ 

Buckling about axis	Elastic cross-section verification	Plastic cross-section verification
y-y	1/110	1/75
z-z	1/200	1/68

Οι επιδράσεις της ισοδύναμης τοπικής ατέλειας των μελών, μπορούν να αντικατασταθούν από συστήματα ισοδύναμων οριζόντιων δυνάμεων που εισάγονται για κάθε μέλος (Σχήμα 3.4).

**Σχήμα 3.4:** Αντικατάσταση αρχικών τοπικών ατελειών από ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις**Σχήμα 3.5:** Πιθανές διευθύνσεις τοπικών ατελειών

### 3.3.3 Συνδυασμός αρχικών ατελειών μετάθεσης και ισοδύναμων τοπικών ατελειών για καθολική ανάλυση πλαισίων

Σύμφωνα με τον νέο Ευρωκώδικα 3, όταν εκτελείται στατική ανάλυση για τον καθορισμό των εντατικών μεγεθών στα άκρα του μέλους που θα χρησιμοποιηθούν σε ελέγχους μελών, οι τοπικές ατέλειες μελών μπορούν να αγνοούνται. Εντούτοις για πλαίσια ευαίσθητα σε επιρροές δευτέρας τάξης, οι τοπικές ατέλειες μελών, επιπρόσθετα με τις καθολικές ατέλειες μετάθεσης,

πρέπει να εισάγονται στη στατική ανάλυση του πλαισίου για κάθε θλιβόμενο μέλος, όπου συντρέχουν οι παρακάτω συνθήκες:

- υπάρχει τουλάχιστον ένας κόμβος ροπής σε ένα άκρο του μέλους
- $N_{Ed} \geq 0,25 * N_{cr}$  , (3-6)

όπου:

$N_{Ed}$  , είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{cr}$  , είναι η κρίσιμη αξονική δύναμη που προσδιορίζεται για καμπτικό λυγισμό εντός επιπέδου του μέλους με θεώρηση αρθρώσεων στα άκρα του

### 3.3.4 Ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού

Ως εναλλακτική λύση στην εφαρμογή ατελειών μετάθεσης και τοπικών ατελειών στα μέλη του φορέα, μπορεί να εφαρμόζεται ατέλεια στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού  $\eta_{cr}$  της κατασκευής, ως μοναδική καθολική και τοπική ατέλεια. Το μέγεθος αυτής της ατέλειας μπορεί να καθορίζεται από:

$$\eta_{init} = \frac{e_0}{\lambda^{-2}} \frac{N_{Rk}}{EI \eta_{cr,max}''} \eta_{cr} , \quad (3-7)$$

όπου:

$$e_{0,d} = \frac{\alpha (\bar{\lambda} - 0,2)}{\bar{\lambda}^2} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^{-2}}{\gamma_{M1} (1 - \chi \bar{\lambda}^{-2})} \quad \text{για } \bar{\lambda} > 0,2 \quad (3-8)$$

και

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad \text{είναι η ανηγμένη λυγηρότητα του φορέα}$$

$\alpha$  είναι ο συντελεστής ατέλειας για τη σχετική καμπύλη λυγισμού

$\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για τη σχετική καμπύλη λυγισμού που εξαρτάται από τη διατομή

$\alpha_{ult,k}$  είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής της αξονικής δύναμης μέλους  $N_{Ed}$  προκειμένου να φθάσει τη χαρακτηριστική αντοχή  $N_{Rk}$  της περισσότερο εντεινόμενης αξονικά διατομής χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο λυγισμός

$\alpha_{cr}$  είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε μέλη προκειμένου να φθάσει το κρίσιμο φορτίο λυγισμού

$M_{Rk}$  είναι η χαρακτηριστική αντοχή σε ροπή της κρίσιμης διατομής, π.χ.  $M_{el,Rk}$  ή  $M_{pl,Rk}$  όποια είναι σχετική

$N_{Rk}$  είναι η χαρακτηριστική αντοχή σε αξονική δύναμη της κρίσιμης διατομής, δηλαδή  $N_{pl,Rk}$

$\eta_{cr}$  είναι η μορφή της κρίσιμης ελαστικής ιδιομορφής λυγισμού

$EI \eta_{cr}''$  είναι η καμπτική ροπή λόγω του  $\eta_{cr}$  στην κρίσιμη διατομή

### 3.4 Μέθοδοι ανάλυσης για ελέγχους σχεδιασμού οριακής κατάστασης αστοχίας

Η μέθοδος ανάλυσης (ανάλυση πρώτης ή δεύτερης τάξης σε συνδυασμό με την εξέταση των ατελειών) θα πρέπει να είναι συμβατή με τις απαιτήσεις ελέγχων διατομής και ελέγχων μέλους, σύμφωνα με τα κεφάλαια 8.2 και 8.3 του νέου Ευρωκώδικα 3. Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής και το μέγεθος της καθολικής ανάλυσης, οι ατέλειες και τα φαινόμενα δεύτερης τάξης θα πρέπει να εξετάζονται χρησιμοποιώντας μία από τις ακόλουθες προσεγγίσεις:

- εξ ολοκλήρου σε καθολική ανάλυση
- μερικώς στη καθολική ανάλυση και μερικώς με έλεγχο της αντοχής λυγισμού μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το κεφάλαιο 8.3 του EN 1993
- με έλεγχο της αντοχής λυγισμού των «ισοδύναμων μελών» όπως περιγράφονται στο κεφάλαιο 8.3 του EN 1993, χρησιμοποιώντας κατάλληλα μήκη λυγισμού σύμφωνα με τους καθολικές μορφές λυγισμού της κατασκευής

Στην νέα έκδοση του Ευρωκώδικα 3, οι έλεγχοι σχεδιασμού σε οριακή κατάσταση αστοχίας μπορούν να πραγματοποιηθούν χρησιμοποιώντας μεθόδους ανάλυσης που θα ονομάζονται στο εξής: M0, M1, M2, M3, M4, M5 και EM. Αυτές οι μέθοδοι υποδεικνύουν επακριβώς εάν πρέπει να γίνει ανάλυση πρώτης ή δεύτερης τάξης, τους τύπους ατελειών που πρέπει να εφαρμοστούν και τους τύπους ελέγχων σχεδιασμού σε ΟΚΑ. Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι πολυπλοκότερες μέθοδοι δύναται να χρησιμοποιηθούν στη θέση λιγότερο πολύπλοκων μεθόδων. Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζεται ένα διάγραμμα ροής που πρέπει να ακολουθήσει ένας μελετητής μηχανικός, σχετικά με την επιλογή καταλληλότερης μεθόδου ανάλυσης που προτείνεται από τον κανονισμό.

Σημείωση: Οι μέθοδοι M0, M1, M2, M3, M4 και M5 ταξινομούνται αριθμητικά με βάση την πολυπλοκότητα της ανάλυσης. Η μέθοδος M0 είναι η λιγότερο σύνθετη και η μέθοδος M5 η πιο σύνθετη.

Παρακάτω αναλύονται οι περιορισμοί εφαρμογής για κάθε μέθοδο, καθώς και οι τύποι ελέγχων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν σε κάθε περίπτωση:

#### -Μέθοδος M0:

Εάν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν στη καθολική ανάλυση ικανοποιώντας τις προϋποθέσεις των κριτηρίων (3-1) και (3-2), και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μπορεί να παραλειφθεί σύμφωνα με το Κεφ. 3.2, τότε:

- Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από καθολική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης
- Δεν χρειάζεται να περιλαμβάνονται ατέλειες στη καθολική ανάλυση
- Ο έλεγχος αντοχών σε επίπεδο διατομής πρέπει να πραγματοποιείται σύμφωνα με το Κεφ. 8.2 του EN 1993
- Ο έλεγχος λυγισμού μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το Κεφ. 8.3 του EN 1993 μπορεί να παραλειφθεί

#### -Μέθοδος M1:

Εάν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν στη καθολική ανάλυση ικανοποιώντας τις προϋποθέσεις των κριτηρίων (3-1) και (3-2), αλλά ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός δεν μπορεί να παραλειφθεί σύμφωνα με το Κεφ. 3.2, τότε:

- Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από καθολική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης
- Δεν χρειάζεται να περιλαμβάνονται ατέλειες στη καθολική ανάλυση
- Ο έλεγχος αντοχής σε επίπεδο διατομής πρέπει να πραγματοποιείται σύμφωνα με το Κεφ. 8.2 του EN 1993
- Απαιτείται ο έλεγχος λυγισμού εκτός επιπέδου μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το Κεφ. 8.3 του EN 1993

#### -Μέθοδος M2:

Εάν τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης λόγω λυγισμού μέλους δεν μπορούν να αγνοηθούν ικανοποιώντας το κριτήριο (3-1), αλλά μπορούν να αγνοηθούν λόγω εντός επιπέδου λυγισμού από μετάθεση ικανοποιώντας το κριτήριο (3-2), τότε:

- Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από καθολική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης
- Η καθολική ανάλυση μπορεί να παραλείψει ισοδύναμες τοπικές ατέλειες μελών, αλλά θα πρέπει να λάβει υπόψη τις καθολικές ατέλειες μετάθεσης
- Ο έλεγχος αντοχής σε επίπεδο διατομής πρέπει να πραγματοποιείται σύμφωνα με το Κεφ. 8.2 του EN 1993
- Απαιτείται ο έλεγχος λυγισμού εντός & εκτός επιπέδου μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το Κεφ. 8.3 του EN 1993, θεωρώντας τα κατάλληλα μήκη λυγισμού για τη μη μεταθετή μορφή λυγισμού και τα αντίστοιχα διαγράμματα ροπών κάμψης

#### -Μέθοδος M3:

Εάν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια (3-1), (3-2), εάν οι αρχικές ατέλειες μετάθεσης περιλαμβάνονται στην καθολική ανάλυση και οι τοπικές ατέλειες μελών μπορούν να αγνοηθούν στην καθολική ανάλυση σύμφωνα με το Κεφ. 3.3.3, τότε:

- Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από ανάλυση 2<sup>ης</sup> τάξης
- Στον έλεγχο αντοχής σε επίπεδο διατομής σύμφωνα με το Κεφ. 8.2 του EN 1993, πρέπει να χρησιμοποιηθεί ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{M1}$  αντί του  $\gamma_{M0}$
- Απαιτείται ο έλεγχος λυγισμού εντός & εκτός επιπέδου μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το Κεφ. 8.3 του EN 1993 και θα πρέπει να βασίζεται σε εσωτερικές δυνάμεις και ροπές δεύτερης τάξης, παρόλα αυτά η κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών μεταξύ των άκρων των μελών μπορεί να προσδιοριστεί με βάση τη θεωρία πρώτης τάξης
- μπορεί να χρησιμοποιηθεί το μήκος λυγισμού εντός επιπέδου για τη μη μεταθετή ιδιομορφή λυγισμού

#### -Μέθοδος M4:

Εάν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια (3-1), (3-2), εάν όλα τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης εντός επιπέδου και τόσο οι αρχικές ατέλειες μετάθεσης όσο και οι τοπικές ατέλειες μελών περιλαμβάνονται στην καθολική ανάλυση, τότε:

- Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από ανάλυση 2<sup>ης</sup> τάξης
- Στον έλεγχο αντοχής σε επίπεδο διατομής σύμφωνα με το Κεφ. 8.2 του EN 1993, πρέπει να χρησιμοποιηθεί ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{M1}$  αντί του  $\gamma_{M0}$
- Ο έλεγχος λυγισμού εντός επιπέδου μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το κριτήριο (8.88) μπορεί να παραλειφθεί

- Ο έλεγχος λυγισμού εκτός επιπέδου μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το κριτήριο (8.89) πρέπει να πληρείται

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (8.88)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (8.89)$$

#### -Μέθοδος M5:

Εάν όλα τα φαινόμενα 2<sup>ος</sup> τάξης εντός και εκτός επιπέδου, συμπεριλαμβανομένου στρεπτικών επιδράσεων, και αρχικές ατέλειες μετάθεσης όσο και τοπικές ατέλειες μελών εντός και εκτός επιπέδου, περιλαμβάνονται στην καθολική ανάλυση, τότε:

- Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από ανάλυση 2<sup>ης</sup> τάξης
- Στον έλεγχο αντοχής σε επίπεδο διατομής σύμφωνα με το Κεφ. 8.2 του EN 1993, πρέπει να χρησιμοποιηθεί ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{M1}$  αντί του  $\gamma_{M0}$
- Ο έλεγχος λυγισμού μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το Κεφ. 8.3 του EN 1993, μπορεί να παραληφθεί

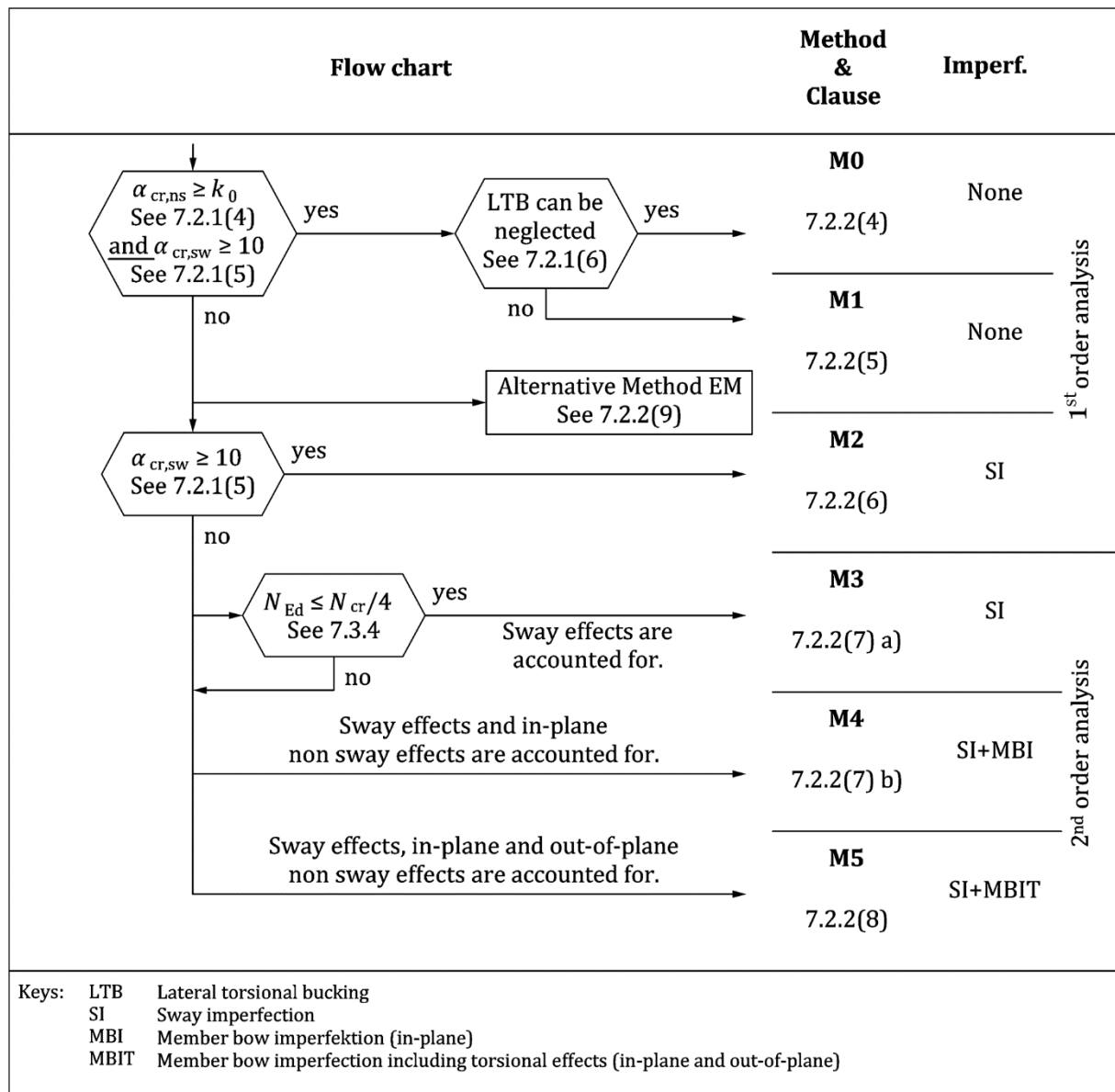
#### -Μέθοδος EM (Equivalent Member):

Εάν τα φαινόμενα 2<sup>ος</sup> τάξης λόγω καθολικού λυγισμού δεν μπορούν να αγνοηθούν ικανοποιώντας το κριτήριο (3-1), η «μέθοδος ισοδύναμου μέλους» μπορεί εναλλακτικά να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο λυγισμού μεμονωμένων μελών:

- Οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές μπορούν να προσδιοριστούν από καθολική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης
- Η καθολική ανάλυση δεν χρειάζεται να περιέχει ατέλειες
- Ο έλεγχος αντοχής σε επίπεδο διατομής πρέπει να πραγματοποιείται σύμφωνα με το Κεφ. 8.2 του EN 1993
- Ο έλεγχος λυγισμού μεμονωμένων μελών σύμφωνα με το Κεφ. 8.3 του EN 1993, πρέπει να πραγματοποιείται, λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα του συστήματος (πιθανές μορφές λυγισμού από μετάθεση) για τον προσδιορισμό του κατάλληλου μήκους λυγισμού κάθε μεμονωμένου μέλους

Σημείωση: Τα αποτελέσματα δεύτερης τάξης μπορούν να υπολογιστούν με ανάλυση κατάλληλη για την κατασκευή κάθε φορά (συμπεριλαμβανομένων μεθόδων βήμα προς βήμα ή άλλων επαναληπτικών διαδικασιών).





**Σχήμα 3.6:** Μέθοδοι στατικής ανάλυσης που εφαρμόζονται σε ελέγχους σχεδιασμού οριακής κατάστασης αστοχίας

### 3.5 Είδη αναλύσεων

Μετά την παρουσίαση των καινούργιων μεθόδων ανάλυσης που εισάγονται στην νέα έκδοση του Ευρωκώδικα 3, ταξινομούνται οι επιμέρους αναλύσεις που μπορούν να πραγματοποιηθούν σε έναν φορέα, τόσο για γραμμική ανάλυση όσο και για γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση. Σε αυτό το σημείο κρίνεται αναγκαίο να αναφερθεί ότι η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται αποκλειστικά γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση και δεν λαμβάνει υπόψη τις μη γραμμικότητες του υλικού. Παρόλα αυτά, στο τέλος του συγκεκριμένου κεφαλαίου γίνεται μια αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης θεωρώντας τις μη γραμμικότητες του υλικού. Στον Πίνακα 3.2, κατατάσσονται οι επιμέρους αναλύσεις ανάλογα με το είδος τους και τις ατέλειες που λαμβάνονται υπόψη κάθε φορά.

**Πίνακας 3.2:** Είδη αναλύσεων και επιμέρους περιεχόμενα

Είδος Ανάλυσης	Ανάλυση	Στοιχεία
Γραμμική Ανάλυση (Linear Analysis)	LA	Καμία ατέλεια
	LIA (Sway)	Μόνο ατέλειες μετάθεσης
	LBA	Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού
Γεωμετρικά Μη Γραμμική Ανάλυση (Geometrically Non-Linear Analysis)	GNA	Καμία ατέλεια
	GNIA (Sway)	Μόνο ατέλειες μετάθεσης
	GNIA (Sway & Bow)	Ατέλειες μετάθεσης και τοπικές
	GNIA	Ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού

#### -Γραμμική στατική ανάλυση (Linear Analysis)

Αυτή είναι το υπόβαθρο όλων των άλλων αναλύσεων. Τα αποτελέσματα δεύτερης τάξης, τόσο τοπικά στα μέλη όσο και σε ολόκληρη την κατασκευή (καθολικά), είναι αμελητέα. Η γραμμική ανάλυση χωρίς καμία ατέλεια θεωρείται επαρκής στην περίπτωση που η κατασκευή είναι αρκετά άκαμπτη και η εξωτερική φόρτιση απέχει πολύ από τα φορτία που προκαλούν λυγισμό (ή ισοδύναμα σημαντικές μετατοπίσεις δεύτερης τάξης) στην κατασκευή. Σύμφωνα με το διάγραμμα ροής του Σχήματος 3.6, οι μέθοδοι M0-M1-EM απαιτούν αυτόν τον τύπο ανάλυσης.

#### -Γραμμική ανάλυση με ατέλειες μετάθεσης (Linear Imperfection Analysis - Sway Imperfection)

Αυτός ο τύπος ανάλυσης περιέχει γραμμική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης με γεωμετρική και υλική γραμμικότητα, αλλά με εφαρμογή καθολικής ατέλειας στον φορέα. Τα αποτελέσματα από αυτή την ανάλυση αναμένεται να είναι λιγότερο συντηρητικά από τη γραμμική ανάλυση χωρίς ατέλειες. Επιπλέον, όσο πιο εύκαμπτη είναι η κατασκευή υπό μελέτη, τόσο περισσότερο θα διαφέρουν αυτές οι δύο μέθοδοι μεταξύ τους. Σε περίπτωση που η κατεύθυνση της καθολικής ατέλειας με δυσμενέστερη επίδραση στον φορέα δεν είναι εμφανής, ο μηχανικός θα πρέπει να εξετάσει όλες τις πιθανές κατευθύνσεις και τελικά να επιλεγεί η πιο δυσμενής. Αυτός ο τύπος ανάλυσης είναι αυτός που συνεπάγεται η μέθοδος M2.

#### -Γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (Linear Buckling Analysis)

Η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού είναι απαραίτητη για να καθοριστεί εάν η ανάλυση θα πρέπει να λάβει υπόψη τις επιδράσεις φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης ή όχι. Αντί τα  $a_{cr,sw}$  και  $a_{cr,ns}$  του διαγράμματος ροής του Σχήματος 3.6 να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας τις αντίστοιχες απλοποιημένες εξισώσεις του Ευρωκώδικα 3, θα μπορούσαν να υπολογιστούν μέσω αυτής της ανάλυσης. Επίσης, η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό του σχήματος της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού που χρησιμοποιείται στην γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση GNIA.

#### -Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση (Geometrically Non-Linear Analysis)

Πρακτικά δεν υπάρχει λόγος να χρησιμοποιηθεί αυτή η ανάλυση, διότι εξετάζει μη γραμμικότητα γεωμετρίας χωρίς καμία ατέλεια. Ίσως θα είχε νόημα σε διερευνητικό επίπεδο, ώστε συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων LA & GNA, να μπορεί να προσδιοριστεί η επίδραση της γεωμετρίας στην εκάστοτε κατασκευή.

#### -Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες μετάθεσης (Geometrically Non-Linear Analysis - Sway Imperfection)

Η αποκλειστική διαφορά μεταξύ αυτής της ανάλυσης και της γραμμικής ανάλυσης με ατέλειες μετάθεσης είναι ότι η πρώτη λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις δεύτερης τάξης στην κατασκευή. Σε κατασκευές που είναι αρκετά άκαμπτες και η γεωμετρική μη γραμμικότητα έχει αμελητέα

επίδραση στη δομή, αυτές οι αναλύσεις συγκλίνουν. Αυτός ο τύπος ανάλυσης χρησιμοποιείται όταν οι συνολικές επιδράσεις πληρούν τα κριτήρια του διαγράμματος ροής ( $a_{cr,sw} < 10$  &  $N_{cr}/N_{Ed} > 4$ ) και ταυτόχρονα οι τοπικές ατέλειες μελών είναι ασήμαντες. Η μέθοδος M3 απαιτεί αυτό το είδος ανάλυσης.

-Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες μετάθεσης και τοπικές ατέλειες (Geometrically Non-Linear Analysis – Sway & Bow Imperfection)

Σύμφωνα με τις μεθόδους M4 και M5, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι τοπικές ατέλειες του μελών. Δεδομένου αυτού, η ανάλυση είναι ακριβώς ίδια όπως στην GNIA (Sway) με μόνη διαφορά την προσθήκη τοπικών ατελειών στα μέλη του φορέα. Η δυσμενέστερη κατεύθυνση αυτών των τοπικών ατελειών θα πρέπει να απασχολεί τον μελετητή μηχανικό, καθώς δεν είναι ξεκάθαρο κάθε φορά ποια διεύθυνση τοπικών ατελειών έχει την δυσμενέστερη επίδραση στον φορέα για τον εκάστοτε συνδυασμό φόρτισης. Εάν οι τοπικές ατέλειες εφαρμόζονται μόνο προς την κατεύθυνση των δυνάμεων και όχι εκτός του επιπέδου, τότε αυτό το είδος ανάλυσης αναφέρεται στην μέθοδο M4. Εάν οι τοπικές ατέλειες εφαρμόζονται και προς την κατεύθυνση των δυνάμεων και εκτός του επιπέδου, τότε αυτό το είδος ανάλυσης αναφέρεται στην μέθοδο M5.

-Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού (Geometrically Non-Linear Analysis - Imperfection in the shape of the critical elastic mode)

Αντί να εφαρμόζονται οι καθολικές και οι τοπικές ατέλειες ξεχωριστά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι αρχικές ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού εναλλακτικά. Αυτές οι δύο θεωρητικά ισοδύναμες μέθοδοι σύμφωνα με το Κεφ. 3.3.4, εφαρμόζονται στην μέθοδο ανάλυσης M5. Στην παρούσα διπλωματική εξετάζεται το συγκεκριμένο είδος ανάλυσης και συγκρίνεται με τη GNIA (Sway & Bow).

### 3.6 Τύποι ελέγχων

Οι τύποι ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν από το λογισμικό ανάλυσης Robot Structural Analysis Professional 2022 της εταιρίας Autodesk, είναι σε επίπεδο διατομής και σε επίπεδο μέλους για κάθε μεμονωμένο μέλος των φορέων. Όπως υποδεικνύεται από τον Ευρωκώδικα 3, οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής θα πρέπει να πραγματοποιούνται σε κάθε προτεινόμενη μέθοδο από αυτές που προαναφέρθηκαν. Οι έλεγχοι σε επίπεδο μέλους για κάθε μεμονωμένο μέλος, πρέπει να πραγματοποιούνται σε κάθε μέθοδο που χρησιμοποιεί εντατικά μεγέθη από ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης (M0, M1, M2, EM), στην μέθοδο M3 για εντός και εκτός επιπέδου λυγισμό των μελών και M4 για εκτός επιπέδου λυγισμού των μελών.

-Αντοχή διατομών

Η τιμή σχεδιασμού για τα αποτελέσματα συνδυασμένων δράσεων σε κάθε διατομή δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού. Κατά την στατική ανάλυση του φορέα, μέσω του λογισμικού ελέγχονται όλα τα κριτήρια αντοχής σε επίπεδο διατομής που αναφέρονται στο Κεφ. 8.2 του EN 1993-1-1. Παρόλα αυτά για τη διαστασιολόγηση τρισδιάστατων εύκαμπτων φορέων που παρουσιάζονται στην παρούσα διπλωματική, κρίσιμότερος έλεγχος για τα υποστυλώματα βγαίνει συνήθως αυτός για διαξονική κάμψη.

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{\beta} \leq 1, \text{ where } \alpha = 2, \beta = \max(5 \cdot n; 1) \quad (3-9)$$

Επιπλέον, ένας δεύτερος έλεγχος και ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  and  $M_{z,Ed}$ , αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (3-10)$$

### -Αντοχή μελών σε λυγισμό

Σε ρεαλιστικούς φορείς, που τα μέλη τους υπόκεινται σε καμπτικό λυγισμό εντός και εκτός επιπέδου, σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, θα πρέπει να ελέγχονται όλα τα κριτήρια που αναφέρονται στο Κεφ. 8.3 του νέου Ευρωκώδικα. Τα κριτήρια που ελέγχονται κυρίως είναι τα (3-11) και (3-12):

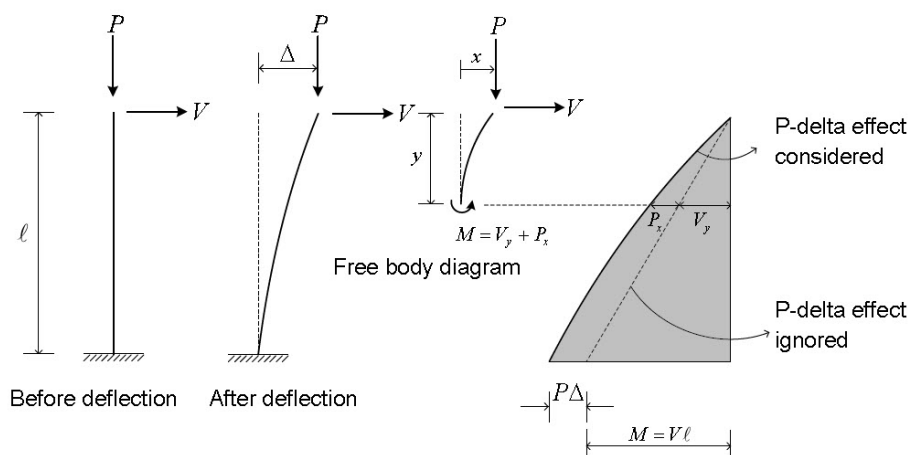
$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X_y N_{Rk}}}{Y_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}}}{Y_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{Y_{M1}} \leq 1.0 \quad (3-11)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X_z N_{Rk}}}{Y_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk}}}{Y_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{Y_{M1}} \leq 1.0 \quad (3-12)$$

## 3.7 Μη γραμμική ανάλυση P-Delta

Σε περιπτώσεις κατασκευών με μεγάλο ύψος, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης και τα φαινόμενα P-Delta, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον τελικό σχεδιασμό. Τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι επιπρόσθετα φαινόμενα δράσης που προκαλούνται από την αλληλεπίδραση αξονικών δυνάμεων και παραμορφώσεων υπό πλευρικό φορτίο. Οι εκτροπές πρώτης τάξης οδηγούν σε πρόσθετες ροπές που προκαλούνται από τα αξονικά φορτία και αυτές, με τη σειρά τους, οδηγούν σε περαιτέρω αύξηση της παραμόρφωσης. Τέτοια φαινόμενα ονομάζονται φαινόμενα P-Delta (Σχήμα 3.7), επειδή δημιουργούνται πρόσθετες ροπές από το γινόμενο της αξονικής δύναμης επί την εγκάρσια παραμόρφωση στοιχείων του φορέα ( $M_{extra} = P \cdot \Delta$ ).

Η ανάλυση P-Delta απαιτείται όταν μεγάλες κατακόρυφες και πλευρικές δυνάμεις δρουν ταυτοχρόνως σε μια κατασκευή, προκαλώντας πλευρική μετατόπιση πρώτης και δεύτερης τάξης. Με άλλα λόγια, είναι μια γεωμετρικά μη γραμμική επίδραση μεγάλης επιβολής τάσεων που επενεργεί υπό εγκάρσια κάμψη και διάτμηση. Η θλιπτική κατακόρυφη δύναμη στην κατασκευή την καθιστά πιο εύκαμπτη σε εγκάρσια κάμψη και διάτμηση, ενώ η δύναμη εφελκυσμού τείνει να σκληραίνει τα μέλη έναντι της εγκάρσιας παραμόρφωσης.



**Σχήμα 3.7:** Υποστώλωμα με φαινόμενα P-Delta υπό αξονική και τέμνουσα δύναμη

Στην ουσία η επίλυση πραγματοποιείται μέσω επαναληπτικών διαδικασιών. Στην περίπτωση μη γραμμικότητας γεωμετρίας, δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Γίνεται αναφορά σε κάποια συγκεκριμένη κατανομή φορτίων, τα οποία αυξάνονται βήμα-βήμα, με την χρήση ενός πολλαπλασιαστή φόρτισης. Κάθε βήμα επιλέγεται να είναι τόσο μικρό, ώστε να μπορεί να υποθεθεί γραμμική συμπεριφορά κατά την διάρκεια του. Η κατάσταση παραμόρφωσης στο τέλος ενός βήματος, αποτελεί την γεωμετρία αναφοράς του επόμενου βήματος. Ουσιαστικά, η ανάλυση υλοποιείται μέσω διαδοχικών γραμμικών ελαστικών αναλύσεων του φορέα, με μεταβαλλόμενη ανά βήμα γεωμετρία και την χρήση της μεθόδου μετακινήσεων.

### 3.8 Μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη τις μη γραμμικότητες του υλικού

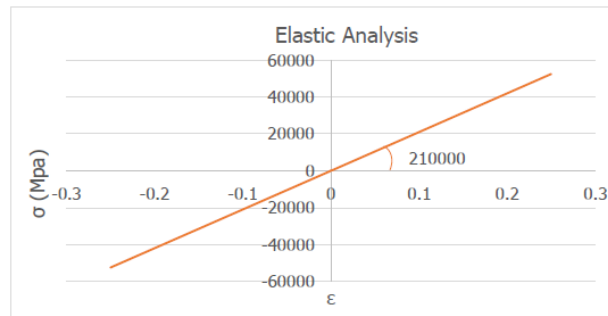
Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1: 2022, τα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας:

1. Ελαστική στατική ανάλυση, η οποία μπορεί να χρησιμοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις.
2. Πλαστική στατική ανάλυση, η οποία μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου η κατασκευή έχει ικανοποιητική δυνατότητα στροφής στην πραγματική θέση της πλαστικής άρθρωσης, είτε αυτή είναι στα μέλη είτε στους κόμβους. Όπου μια πλαστική άρθρωση συμβαίνει σε μέλος, οι διατομές του μέλους πρέπει να είναι διπλής συμμετρίας ή απλής συμμετρίας με επίπεδο συμμετρίας στο ίδιο επίπεδο με αυτό της στροφής της πλαστικής άρθρωσης και πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις που ορίζονται στο Κεφ. 7.6 του EN 1993-1-1. Όπου η πλαστική άρθρωση συμβαίνει σε κόμβο, ο κόμβος είτε πρέπει να έχει ικανοποιητική αντοχή ώστε να εξασφαλίζει ότι η άρθρωση παραμένει στο μέλος, είτε πρέπει να μπορεί να έχει πλαστική αντοχή για μια ικανοποιητική στροφή, βλέπε EN 1993-1-8.

#### 3.8.1 Ελαστική στατική ανάλυση

Η ελαστική στατική ανάλυση πρέπει να βασίζεται στην παραδοχή ότι η συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης του υλικού είναι γραμμική, όποιο και να είναι το επίπεδο τάσης.

Τα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογίζονται σύμφωνα με την ελαστική στατική ανάλυση ακόμα και εάν η αντοχή μιας διατομής βασίζεται στην πλαστική αντοχή της, βλέπε Κεφ. 7.4 του EN 1993-1-1.



**Σχήμα 3.8:** Γράφημα τάσης-παραμόρφωσης υλικού για ελαστική ανάλυση

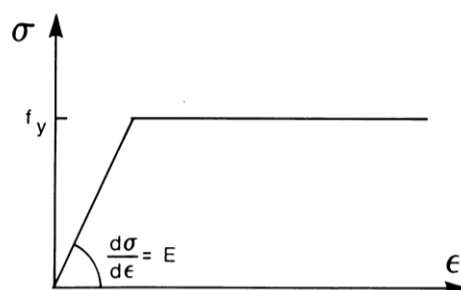
### 3.8.2 Πλαστική στατική ανάλυση

Η πλαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού στον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων του δομικού συστήματος. Η συμπεριφορά πρέπει να προσομοιώνεται με μία από τις παρακάτω μεθόδους:

- με ελαστική – πλαστική ανάλυση με πλαστικοποιημένες διατομές και /ή κόμβους όπως πλαστικές αρθρώσεις,
- με μη γραμμική πλαστική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τη μερική πλαστικοποίηση μελών στις πλαστικές ζώνες,
- με πλαστική ανάλυση αγνοώντας την ελαστική συμπεριφορά μεταξύ αρθρώσεων, και θεωρώντας άκαμπτα τα μέλη της κατασκευής μεταξύ γειτονικών πλαστικών αρθρώσεων.

Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται όπου τα μέλη έχουν ικανοποιητική δυνατότητα στροφής έτσι ώστε να επιτρέπουν τις απαιτούμενες ανακατανομές των καμπτικών ροπών, βλέπε Κεφ. 7.5 και 7.6 του EN 1993-1-1.

Για δομικούς χάλυβες με ποιότητα μέχρι και S460, μπορεί να χρησιμοποιείται η διγραμμική σχέση τάσης – παραμόρφωσης που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.9.



**Σχήμα 3.9:** Διγραμμική σχέση τάσης-παραμόρφωσης υλικού για πλαστική ανάλυση

## 4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΚΤΑΩΡΟΦΟΥ ΦΟΡΕΑ

### 4.1 Στατικό πρόγραμμα και γεωμετρία φορέα

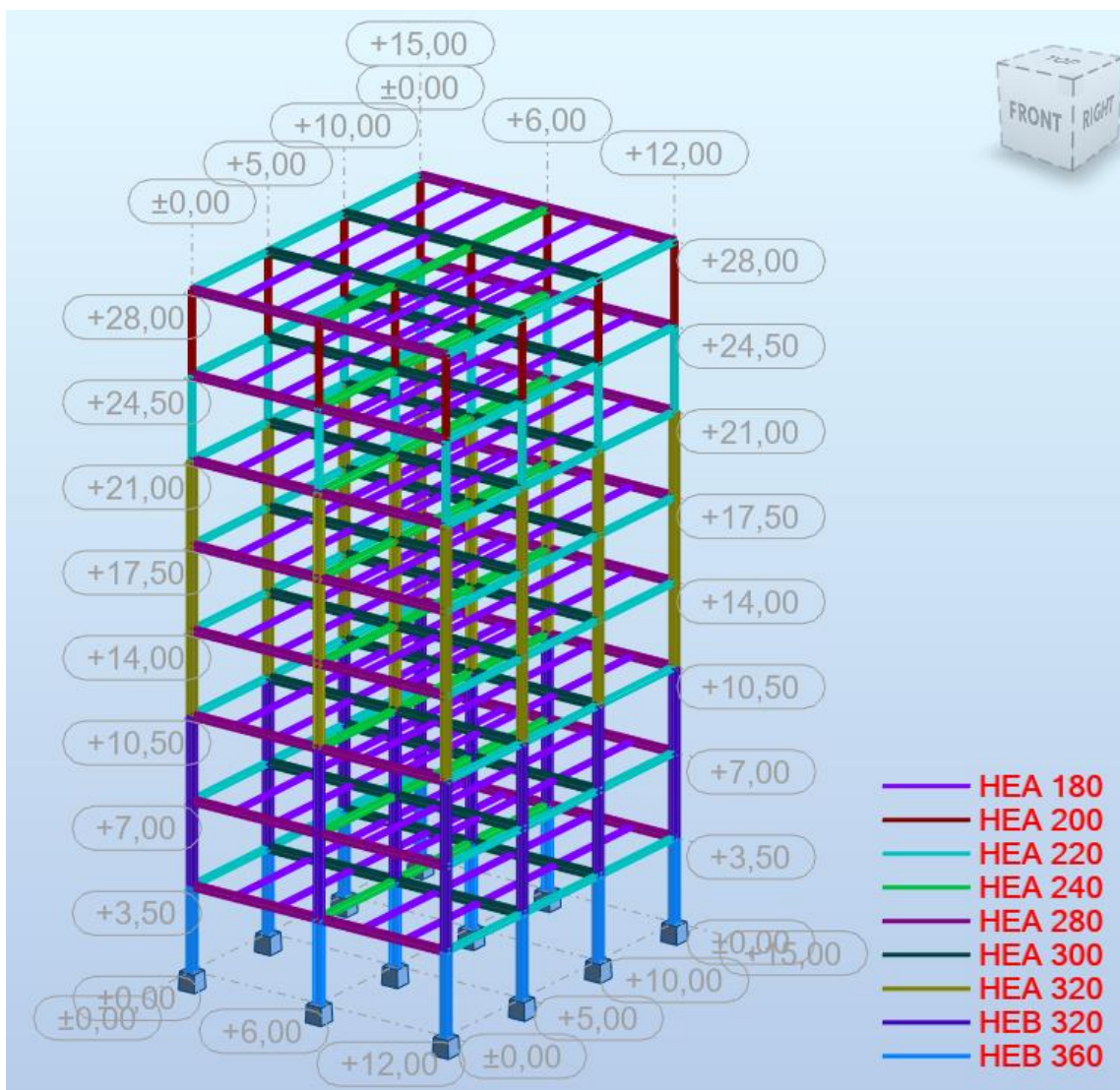
Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης του μεταλλικού φορέα στο λογισμικό στατικών και δυναμικών αναλύσεων Robot Structural Analysis Professional 2022 της εταιρείας Autodesk, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του, καθώς επίσης και διάφοροι παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα παρέχει πληθώρα εύχρηστων εργαλείων για τη μοντελοποίηση και ανάλυση, όχι μόνο απλών κτιρίων, αλλά και μεγάλων πολύπλοκων κατασκευών και δίνει τη δυνατότητα επίλυσης τόσο μεταλλικών, όσο και κατασκευών από σκυρόδεμα, τοιχοποιία, ξύλο και αλουμίνιο. Αξίζει να σημειωθεί ότι ειδικά για τις μεταλλικές κατασκευές το πρόγραμμα προτείνει την καταλληλότερη διατομή, με βάση τα φορτία της κατασκευής και τους ισχύοντες κανονισμούς. Έτσι, η δυνατότητα αυτή δίνει το πλεονέκτημα της γρήγορης επιλογής και αλλαγής διατομών για το φορέα. Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων έγινε σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του νέου Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων. Τέλος, τονίζεται ότι μετά από κάθε έλεγχο του προγράμματος προκύπτουν πίνακες με αναλυτικά αποτελέσματα, ώστε να μπορεί να πραγματοποιηθεί επαλήθευση.

Το εξεταζόμενο κτίριο συνολικού ύψους 28.00 μ αποτελείται από 8 ορόφους, ύψους 3.50 μ ο καθένας, εκ των οποίων και οι 8 προορίζονται για χρήση γραφείων. Η κάτοψη του κάθε ορόφου είναι ίδια, με ορθογωνικό τμήμα μήκους 15.00 μ και πλάτους 12.00 μ, συνολικού εμβαδού 180.00 τ.μ.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες μεταλλικές δοκούς και σύμμικτη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Και κατά τις δύο διευθύνσεις X & Y το κτίριο λειτουργεί σαν πλαίσιο παραλαβής ροπής και αντιστοίχως οι στηρίξεις προσομοιάζονται ως πακτώσεις και στις δύο διευθύνσεις. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες) που τοποθετούνται ανά 2.00 μ κατά την διεύθυνση X, οι οποίες με την σειρά τους εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες. Οι αμφιαρθρωτές διαδοκίδες συνδέονται διατμητικά με την πλάκα μέσω διατμητικών ήλων. Σε αυτό το σημείο κρίνεται χρήσιμο να αναφερθεί, ότι η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει την καθολική συμπεριφορά του φορέα και κυρίως την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων

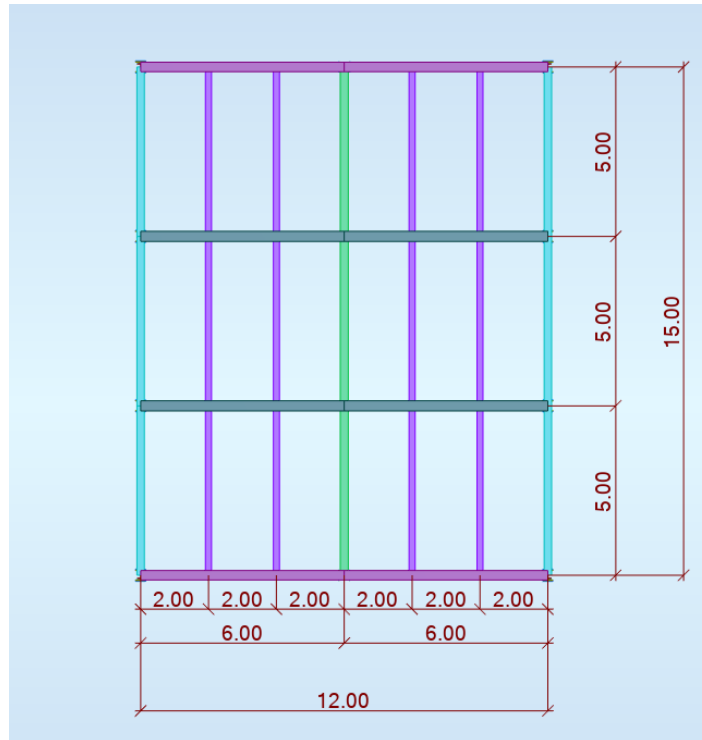
μέσω γεωμετρικά μη γραμμικής ανάλυσης, καθώς και σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με εκείνα της γραμμικής στατικής ανάλυσης. Συνεπώς, δεν έγινε επίλυση των διαδοκίδων με την πραγματική τους σύμμικτη συμπεριφορά, αλλά προσομοιάστηκαν σαν απλές μεταλλικές αμφιέριστες δοκοί, κάτι που θεωρείται υπέρ της ασφαλείας αφού η σύμμικτη λειτουργία τους θα είχε σαν αποτέλεσμα τη μείωση των διατομών τους. Επιπλέον, οι κύριες δοκοί σαν μέλη πλαισίων ροπής διαστασιολογούνται για να ικανοποιούν όλους τους ελέγχους του EN 1993, αλλά δεν παρουσιάζονται για τους λόγους που προαναφέρθηκαν.

Προκειμένου να επιτευχθεί καλύτερη αντίληψη της διάταξης των μελών του φορέα, παρατίθενται τα παρακάτω Σχήματα 4.1, 4.2, 4.3:

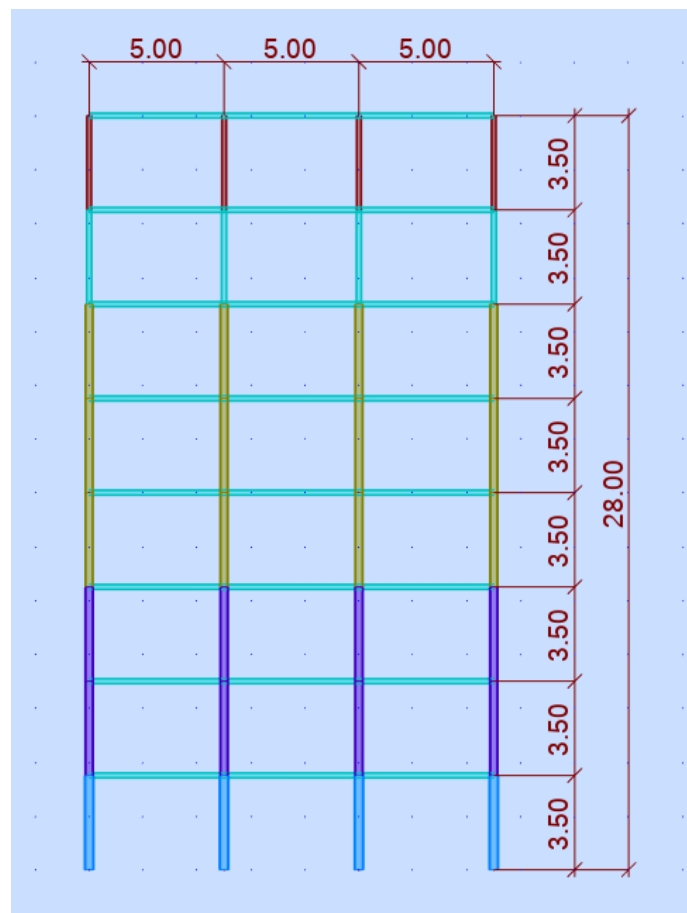


**Σχήμα 4.1:** Τρισδιάστατο στατικό προσομοίωμα του κτιρίου στο Robot Structural Analysis





**Σχήμα 4.2:** Τυπική κάτοψη ορόφου



**Σχήμα 4.3:** Όψη κτιρίου στο επίπεδο YZ

## Δομικός χάλυβας

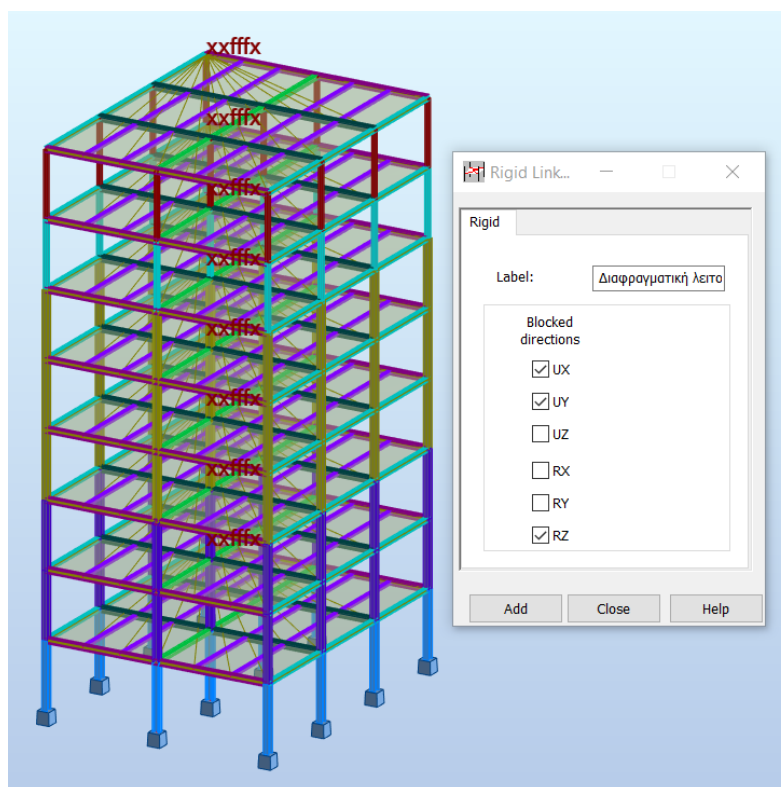
Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των μεταλλικών κατασκευών. Αυτό ισχύει και για τα κτιριακά έργα που μελετώνται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Όλα τα μέλη του (κύριες & δευτερεύουσες δοκοί, υποστυλώματα) αποτελούνται από χάλυβα με τα εξής χαρακτηριστικά:

- S355
- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0.3$
- Μέτρο διάτμησης  $G = 81000 \text{ MPa}$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

## 4.2 Προσομοίωση φορέα και φορτίσεις

### Προσομοίωση

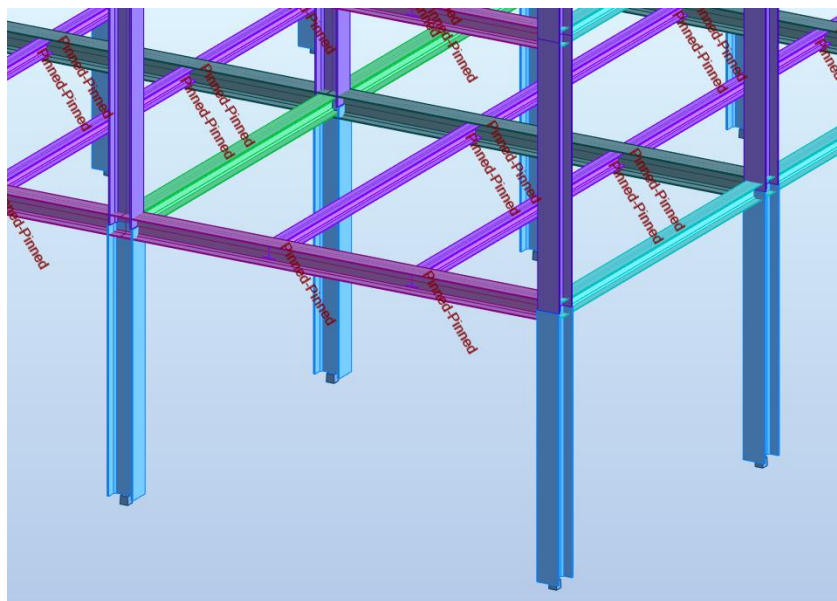
Αρχικώς, για την σχεδίαση του φορέα εισήχθησαν γεωμετρικοί άξονες στο πρόγραμμα σύμφωνα και με τις αποστάσεις του κανάβου των υποστυλωμάτων και των δοκών. Ύστερα, σχεδιάστηκαν στον χώρο τα μέλη του φορέα γραμμικώς ως bars και τους δόθηκε η ιδιότητα του beam ή column element, για τις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα. Ο ορισμός των διατομών και των υλικών αυτών γίνεται με τη χρήση του bar sections. Για την επίτευξη της προσομοίωσης της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε η εντολή rigid links, η οποία εξασφαλίζει κοινή μετακίνηση κατά X & Y και κοινή στροφή κατά των κατακόρυφο άξονα μεταξύ των μελών που ενώνονται μέσω αυτής. Πιο συγκεκριμένα, ορίστηκε σε κάθε όροφο ένας master node και όλοι οι υπόλοιποι κόμβοι(secondary nodes), οι οποίοι συνδέθηκαν με αυτόν(Σχήμα 4.4).



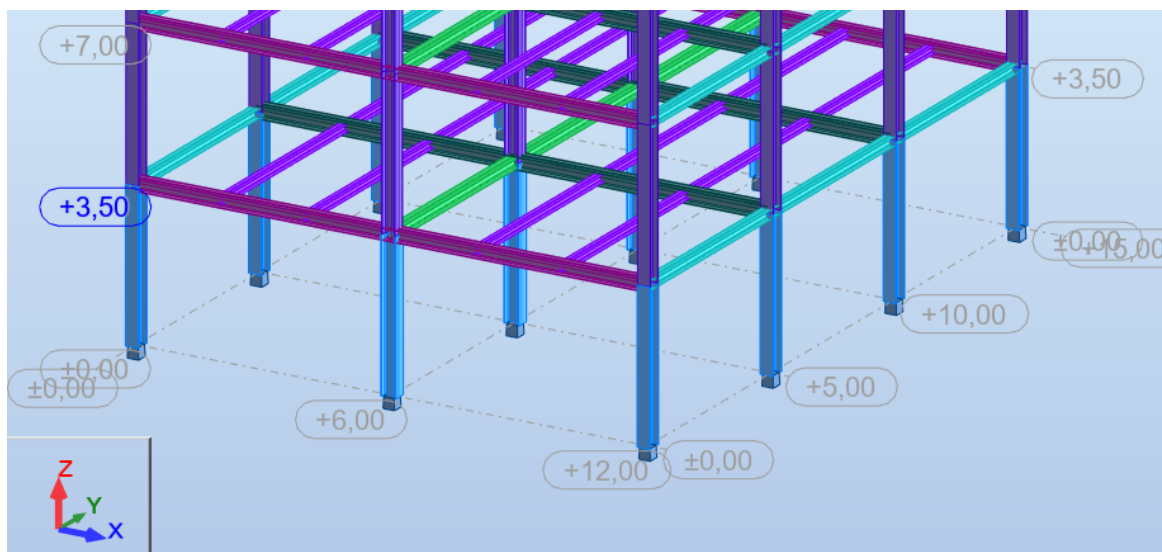
**Σχήμα 4.4:** Rigid links στις στάθμες των ορόφων

Επιπλέον, σε όλες τις διαδοκίδες χρησιμοποιήθηκε η επιλογή releases, η οποία χαρακτηρίζει τις στηρίξεις του κάθε μέλους. Με την επιλογή αυτή και συγκεκριμένα ως rinned-rinned, διαμορφώνονται αρθρώσεις μεταξύ των στηρίξεων των διαδοκίδων επί των δοκών, μη επιτρέποντας να αναπτυχθεί ροπή  $M_z$ . Όπως προαναφέρθηκε, επειδή ο φορέας λειτουργεί σαν πλαίσιο ροής και στις δύο διευθύνσεις, οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στο έδαφος προσομοιάστηκαν σαν πακτώσεις.

Αντίθετα με τις διαδοκίδες, για τη σύνδεση των κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα δεν επιλέχθηκε κάποια ελευθέρωση μέσω releases και έτσι επιτεύχθηκε η σύνδεση ροής που υφίσταται στην πλαισιακή λειτουργία (Σχήμα 4.5). Επιπρόσθετα, για την καλύτερη παραλαβή οριζόντιων φορτίων επιλέχθηκε διαφορετικός προσανατολισμός των ισχυρών αξόνων των υποστυλωμάτων. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.6, δύο σειρές υποστυλωμάτων έχουν τους ισχυρούς άξονες τους στραμμένους προς την διεύθυνση Y, όπου τα υποστυλώματα καλούνται να "παραλάβουν περισσότερη μετακινούμενη μάζα" ανά λωρίδα πλάτους κτιρίου.



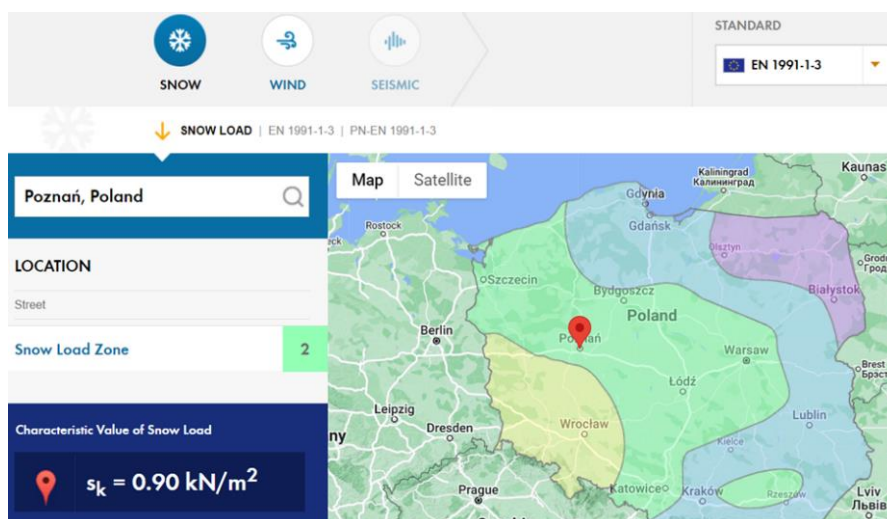
**Σχήμα 4.5:** Αρθρωτές διαδοκίδες και σύνδεση ροής υποστυλωμάτων-δοκών



**Σχήμα 4.6:** Διάταξη και προσανατολισμός υποστυλωμάτων

## Φορτίσεις

Οι φορτίσεις επιβλήθηκαν άμεσα στο μοντέλο. Η κατασκευή καταπονείται από μόνιμες, κινητές και τυχηματικές δράσεις. Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα επιβάλλεται αυτομάτως από το λογισμικό, είναι ίσο με το ειδικό βάρος του χάλυβα  $78.5 \text{ kN/m}^3$  και έχει κατεύθυνση όμοια με αυτήν της βαρύτητας (άξονας  $-z$ ). Τα μεμονωμένα φορτία (πλάκας σκυροδέματος, πρόσθετο μόνιμο, κινητό, άνεμος, χιόνι) που λήφθηκαν υπόψη για την διαστασιολόγηση, καθώς και συνδυασμοί αυτών παρουσιάζονται παρακάτω. Αξίζει να αναφερθεί, ότι η φόρτιση ανέμου δεν υπολογίστηκε σύμφωνα με τις παραμέτρους που αναλύονται στο Κεφ. 2.3.3, αλλά λήφθηκε η τιμή επιφανειακού φορτίου  $1.50 \text{ kN/m}^2$  ως εξαιρετικά δυσμενής και υπέρ της ασφαλείας. Αυτή η επιλογή έγινε διότι χρειαζότανε μια σημαντική επιβολή οριζόντιων φορτίσεων, ώστε να εμφανισθούνε φαινόμενα 2<sup>ος</sup> τάξης, δεδομένου και ότι η απουσία σεισμικών δράσεων, όπως εξηγήθηκε στο Κεφ. 2.4, θα μείωνε τις οριζόντιες μετακινήσεις του φορέα. Επιπρόσθετα, για το φορτίο χιονιού και δεδομένου ότι το κτίριο τοποθετείται στο Ποζναν της Πολωνίας, δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο χάρτης του Εθνικού Προσαρτήματος της Ελλάδος που ορίζει τρεις ζώνες για τα φορτία χιονιού. Στις χώρες μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές της χαρακτηριστικής τιμής  $s_k$  δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991-1-3 για περίοδο επαναφοράς 50 ετών. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.7, η χαρακτηριστική τιμή για την συγκεκριμένη περιοχή είναι  $s_k=0.90 \text{ kN/m}^2$ .

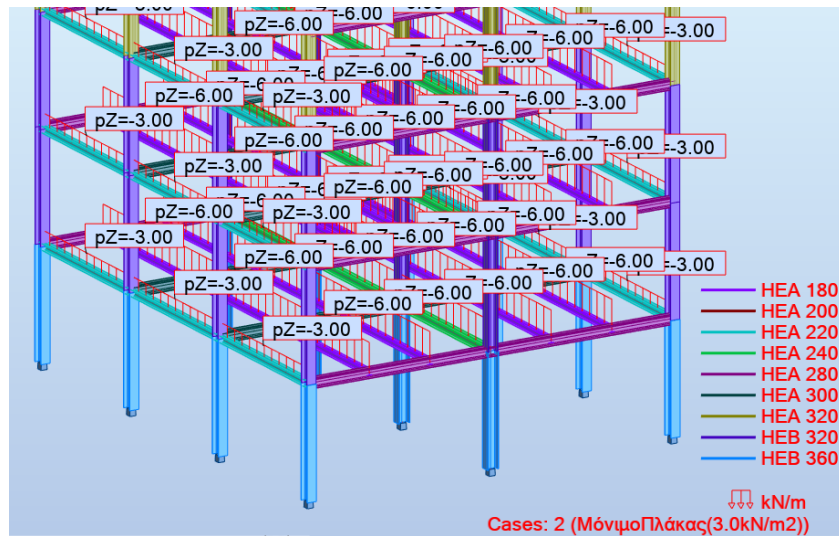


**Σχήμα 4.7:** Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές στην Πολωνία, σύμφωνα με τον EN 1991-1-3

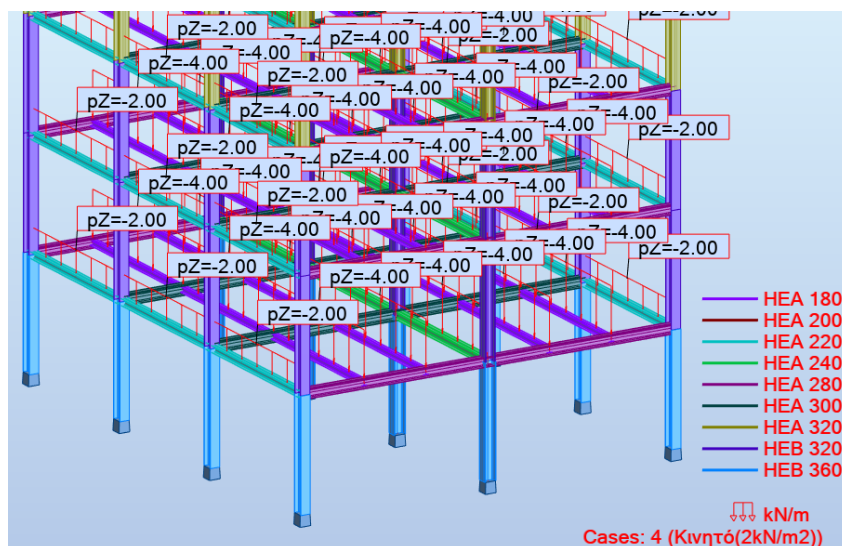
Επιπλέον, για τον συγκεκριμένο φορέα τα κατακόρυφα φορτία επιβλήθηκαν ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα, ανάλογα του πλάτους επιρροής, επί των διαδοκίδων (Σχήμα 4.8 & 4.9) και οι οριζόντιες φορτίσεις ανέμου επιμερίστηκαν σε γραμμικά φορτία ανάλογα με το ύψος ορόφου επί των στάθμεων των ορόφων(διαφράγματα). Τα φορτία του χιονιού εφαρμόζονται στον τελευταίο όροφο του κτιρίου. Τα μεμονωμένα φορτία που επιβλήθηκαν στο μοντέλο, είναι τα εξής:

- Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα, αυτόματα μέσω του λογισμικού
- Πλάκας σκυροδέματος =  $3.00 \text{ kN/m}^2$
- Πρόσθετο μόνιμο =  $2.00 \text{ kN/m}^2$
- Κινητό =  $2.00 \text{ kN/m}^2$
- Άνεμος κατά την διεύθυνση X =  $1.50 \text{ kN/m}^2$
- Άνεμος κατά την διεύθυνση Y =  $1.50 \text{ kN/m}^2$
- Χιόνι =  $0.90 \text{ kN/m}^2$

Στα παρακάτω σχήματα, απεικονίζονται ενδεικτικά κάποιες φορτίσεις, όπως αυτές επιβλήθηκαν στο μοντέλο:



**Σχήμα 4.8:** Μόνιμα φορτία πλάκας σκυροδέματος



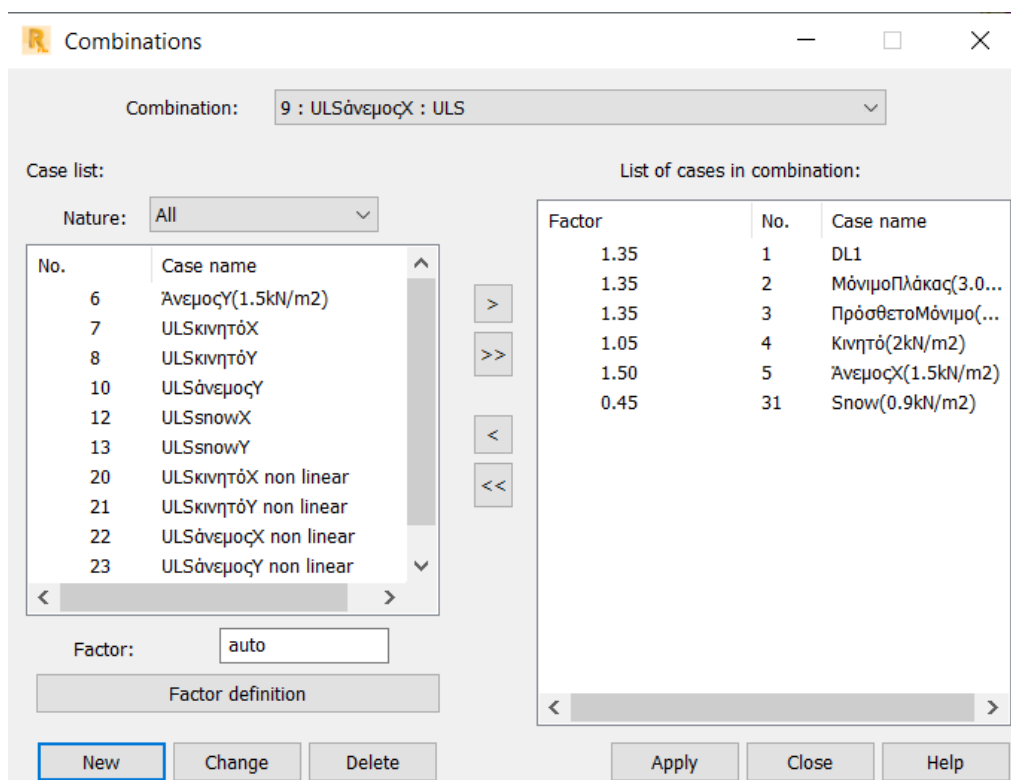
**Σχήμα 4.9:** Κινητά φορτία ορόφων

Δεδομένων των προαναφερθέντων φορτίσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή και σύμφωνα με το Κεφ. 2.5.1, προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί φορτίσεων :

- Κύριο μεταβλητό το κινητό φορτίο
  1.  $1.35 \cdot \text{Γσυνολικό} + 1.50 \cdot \text{Κινητό} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Άνεμος} + X$
  2.  $1.35 \cdot \text{Γσυνολικό} + 1.50 \cdot \text{Κινητό} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Άνεμος} + Y$
  
- Κύριο μεταβλητό το φορτίο χιονιού
  1.  $1.35 \cdot \text{Γσυνολικό} + 1.50 \cdot 0.70 \cdot \text{Κινητό} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Άνεμος} + X + 1.50 \cdot \text{Χιόνι}$
  2.  $1.35 \cdot \text{Γσυνολικό} + 1.50 \cdot 0.70 \cdot \text{Κινητό} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Άνεμος} + Y + 1.50 \cdot \text{Χιόνι}$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο ανέμου
  1.  $1.35 \cdot \text{Γσυνολικό} + 1.50 \cdot 0.70 \cdot \text{Κινητό} + *1.50 \cdot \text{Wind} + X + 0.30 \cdot 1.50 \cdot \text{Χιόνι}$
  2.  $1.35 \cdot \text{Γσυνολικό} + 1.50 \cdot 0.70 \cdot \text{Κινητό} + *1.50 \cdot \text{Wind} + Y + 0.30 \cdot 1.50 \cdot \text{Χιόνι}$

Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι δεν ελέγχθηκαν συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Στο Σχήμα 4.10 παρουσιάζεται ενδεικτικά πώς προκύπτει ένας συνδυασμός φόρτισης μέσα στο λογισμικό Robot Structural Analysis Professional.



**Σχήμα 4.10:** Συνδυασμός φόρτισης με κύριο μεταβλητό το φορτίο ανέμου κατά την διεύθυνση +X

### 4.3 Είδη αναλύσεων

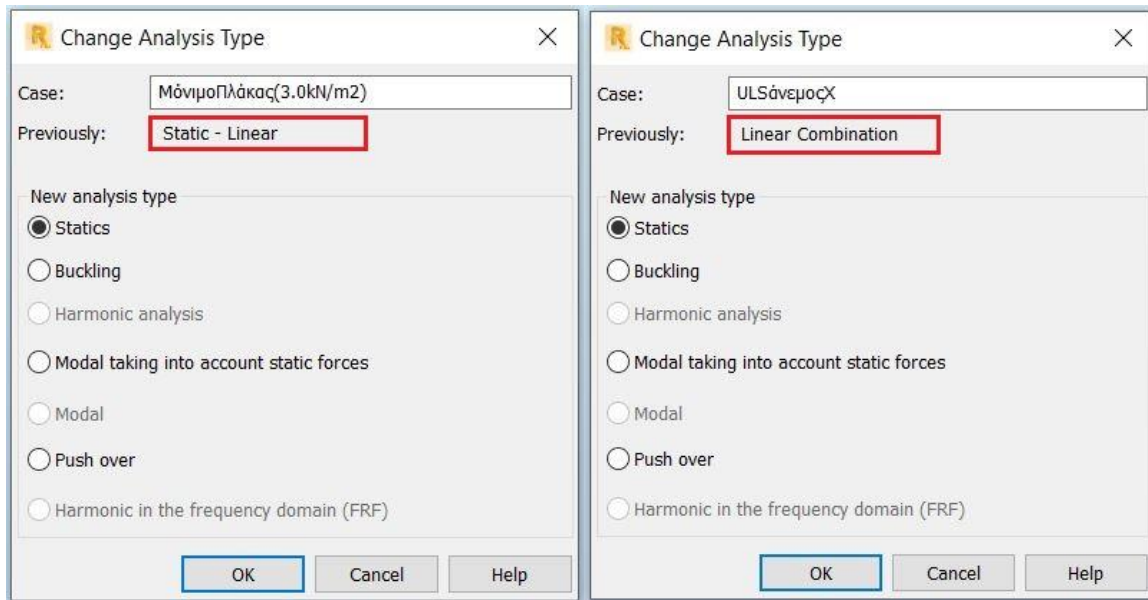
Στο Κεφ. 3.5 παρουσιάστηκαν όλα τα είδη γραμμικής και γεωμετρικά μη γραμμικής ανάλυσης που δύναται να πραγματοποιηθούν σε έναν φορέα, καθώς και οι ατέλειες που απαιτείται να χρησιμοποιηθούν σε κάθε είδος. Σε αυτό το κεφάλαιο, θα δειχθούν τα είδη ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν κατά την διαστασιολόγηση του οκταώροφου πλαισιακού φορέα, πως αυτά επιλέχθηκαν στον λογισμικό ανάλυσης, καθώς και όλες οι επιμέρους παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στο εκάστοτε είδος ανάλυσης.

#### Γραμμική στατική ανάλυση (Linear Analysis)

Εφαρμόστηκε γραμμική στατική ανάλυση για όλες τις μεμονωμένες φορτίσεις και όλους τους συνδυασμούς αυτών. Αρχικώς, επιλέγεται το είδος ανάλυσης κάθε φόρτισης ως statics(Σχήμα

4.11a) και αντίστοιχα δεν επιλέγεται μη γραμμική ανάλυση, οπότε και η ανάλυση μεταφράζεται σε γραμμική στατική(Static-Linear).

Στην συνέχεια, η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε συνδυασμό φορτίσεων(Σχήμα 4.11b) και έτσι δημιουργείται ένας γραμμικός συνδυασμός από άποψη ανάλυσης (Linear Combination).



(a)

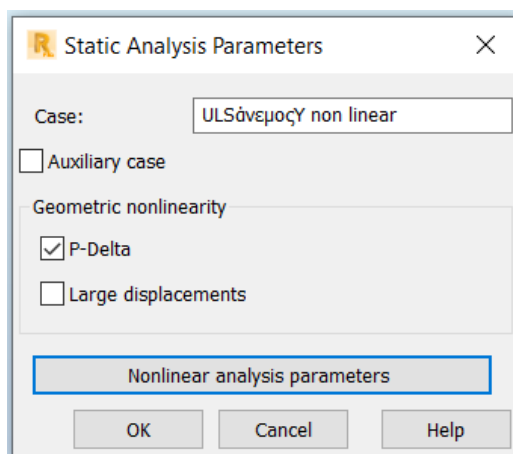
(b)

**Σχήμα 4.11:** Επιλογή γραμμικής ανάλυσης φορτίσεων(a) και συνδυασμών(b)

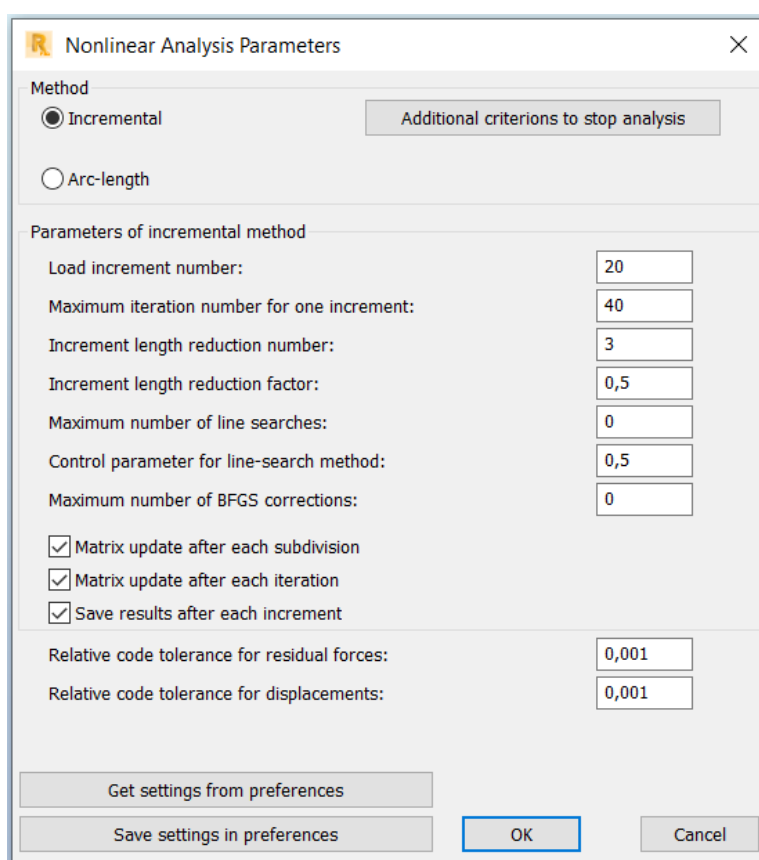
### Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση (Geometrically Non-Linear Analysis)

Η ανάλυση αυτή στην ουσία δεν χρησιμοποιείται για διαστασιολόγηση του φορέα, διότι εξετάζει μη γραμμικότητα γεωμετρίας χωρίς καμία ατέλεια. Ο λόγος που εφαρμόστηκε στο μοντέλο και παρουσιάζεται στην συγκεκριμένη διπλωματική διατριβή είναι για να προσδιοριστεί η επίδραση της γεωμετρίας της κατασκευής, συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της με αυτά της γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Στα Σχήματα 4.12 & 4.13, παρουσιάζεται η εισαγωγή της ανάλυσης με μη γραμμικότητα γεωμετρίας στο λογισμικό Robot Structural Analysis Professional και οι αντίστοιχοι παράμετροι της επαναληπτικής μεθόδου με αύξηση φορτίου βήμα-βήμα.



**Σχήμα 4.12:** Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση P-Delta



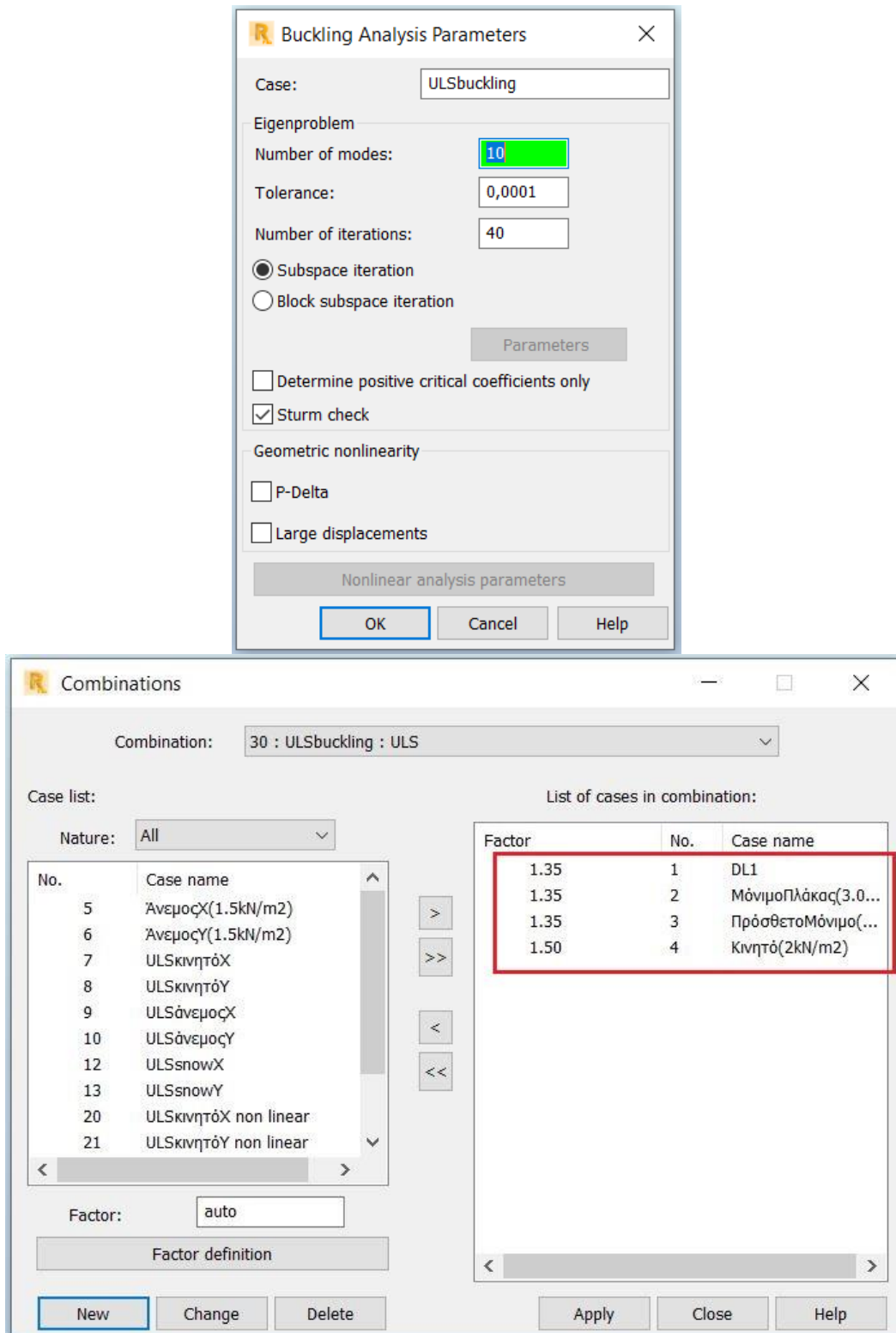
**Σχήμα 4.13:** Παράμετροι επαναληπτικής μεθόδου

### Ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (Linear Buckling Analysis)

Η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού είναι απαραίτητη για να καθοριστεί εάν η ανάλυση θα πρέπει να λάβει υπόψη τις επιδράσεις φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης ή όχι, σύμφωνα και με το διάγραμμα ροής του Σχήματος 3.6. Επιπλέον, η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό του σχήματος της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού που χρησιμοποιείται στην γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού που παρουσιάζεται παρακάτω. Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο, ότι το  $a_{cr}$  της κατασκευής υπολογίστηκε μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού από το πρόγραμμα,



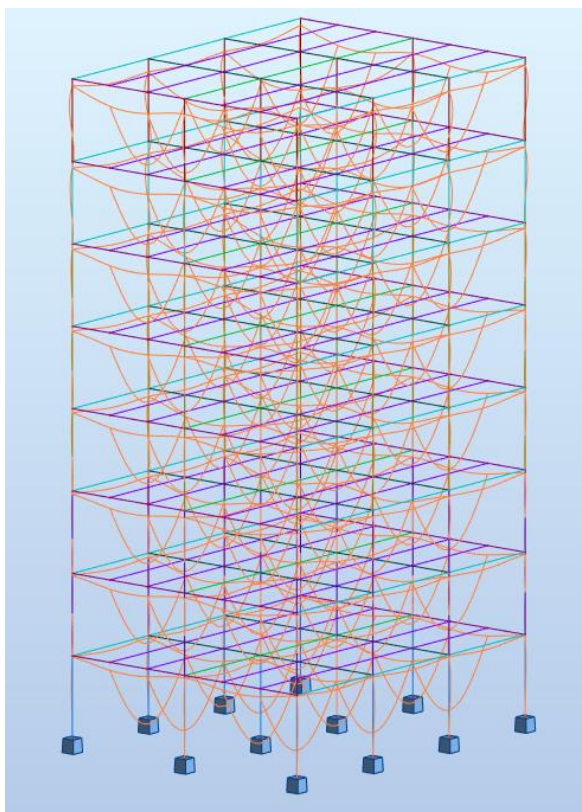
μόνο για επίδραση των κατακόρυφων φορτίων(Σχήμα 4.14). Το  $a_{cr}$  της κατασκευής, λοιπόν, υπολογίστηκε σε  $a_{cr}=6.86$ , όπως προκύπτει και από τον πίνακα στο Σχήμα 4.15.



**Σχήμα 4.14:** Επιλεγμένος συνδυασμός για ανάλυση λυγισμού

Case/Mode	Critical coef.	Precision
30/ 1	6,86451e+00	3,37617e-04
30/ 2	9,82265e+00	4,97403e-04
30/ 3	1,02351e+01	2,37045e-03
30/ 4	1,15147e+01	2,17938e-04
30/ 5	1,28057e+01	7,16770e-04
30/ 6	1,31103e+01	7,78054e-04
30/ 7	1,38565e+01	5,58107e-04
30/ 8	1,65333e+01	1,33228e-03
30/ 9	1,69867e+01	1,59663e-03
30/ 10	1,72968e+01	7,84291e-04

**Σχήμα 4.15:** Συντελεστής επαύξησης φορτίου  $a_{cr}$  για ελαστική αστάθεια λυγισμού του φορέα

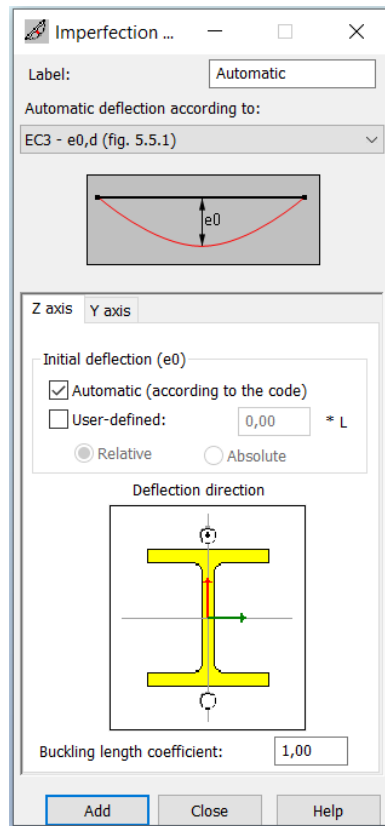


**Σχήμα 4.16:** Σχήμα 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για κατακόρυφα φορτία με  $a_{cr}=6.86$

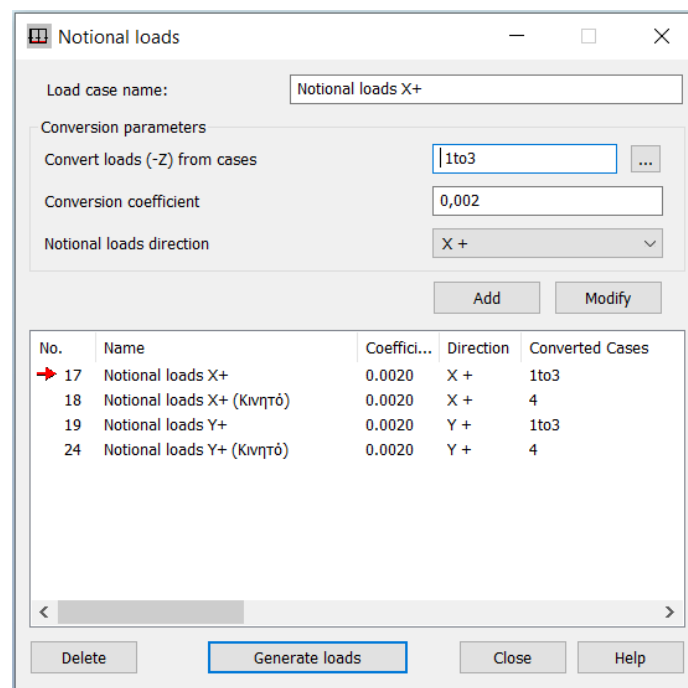
#### Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες μετάθεσης και τοπικές ατέλειες (Geometrically Non-Linear Analysis – Sway & Bow Imperfection)

Η Μέθοδος M5 που εφαρμόστηκε σε αυτήν την περίπτωση, περιλαμβάνει καθολικές ατέλειες μετάθεσης ολόκληρου του φορέα και τοπικές ατέλειες μελών, τόσο εντός, όσο και εκτός επιπέδου εφαρμογής των δυνάμεων. Για την εφαρμογή των τοπικών ατελειών επί των υποστυλωμάτων, επιλέχθηκε αυτόματα μέσω του προγράμματος γεωμετρική ατέλεια βέλους και προς τους δύο άξονες του μέλους (Σχήμα 4.17). Επιπλέον, για την εφαρμογή καθολικών ατελειών μετάθεσης ολόκληρου του φορέα, δεν ήταν δυνατή η γεωμετρική αρχική πλευρική εκτροπή του, οπότε σύμφωνα με το Κεφ. 3.3.1 η μετάθεση αυτή αντικαταστάθηκε από οριζόντιες ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις που εφαρμόζονται στο επίπεδο κάθε στάθμης ορόφου (Σχήμα 4.18). Πιο συγκεκριμένα, αυτή η επιλογή εφαρμόστηκε μέσω της εντολής

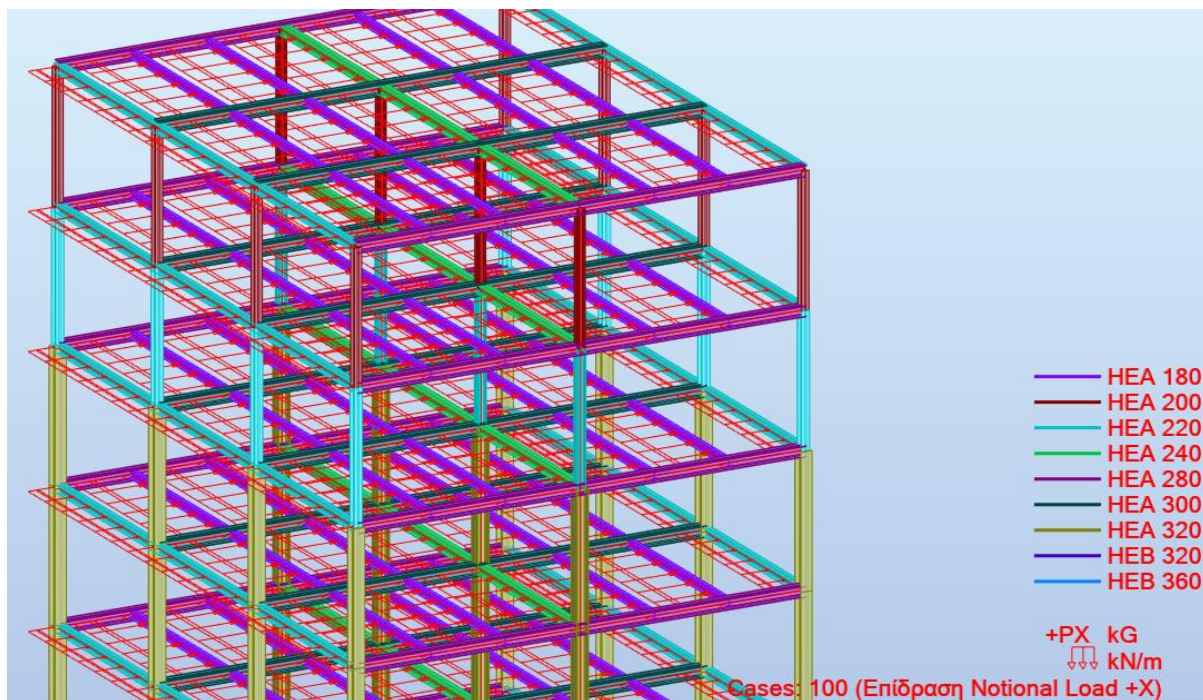
Special Loads ► Notional Loads, όπου οριζόντιες δυνάμεις συναρτώμενες από τα κατακόρυφα φορτία επενεργούν επί των διαφραγμάτων (Σχήμα 4.19). Το κτίριο μελετήθηκε με καθολική ατέλεια μετάθεσης και ως προς τις δύο κατευθύνσεις και κάθε φορά λαμβάνονταν υπόψη η δυσμενέστερη περίπτωση.



**Σχήμα 4.17:** Τοπικές ατέλειες μελών του φορέα



**Σχήμα 4.18:** Παράμετροι εφαρμογής Notional Loads

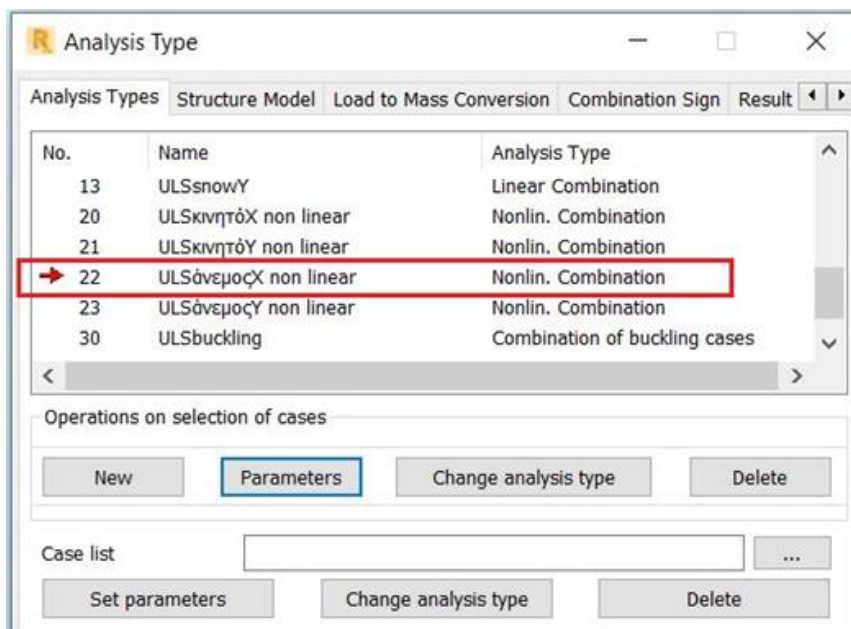
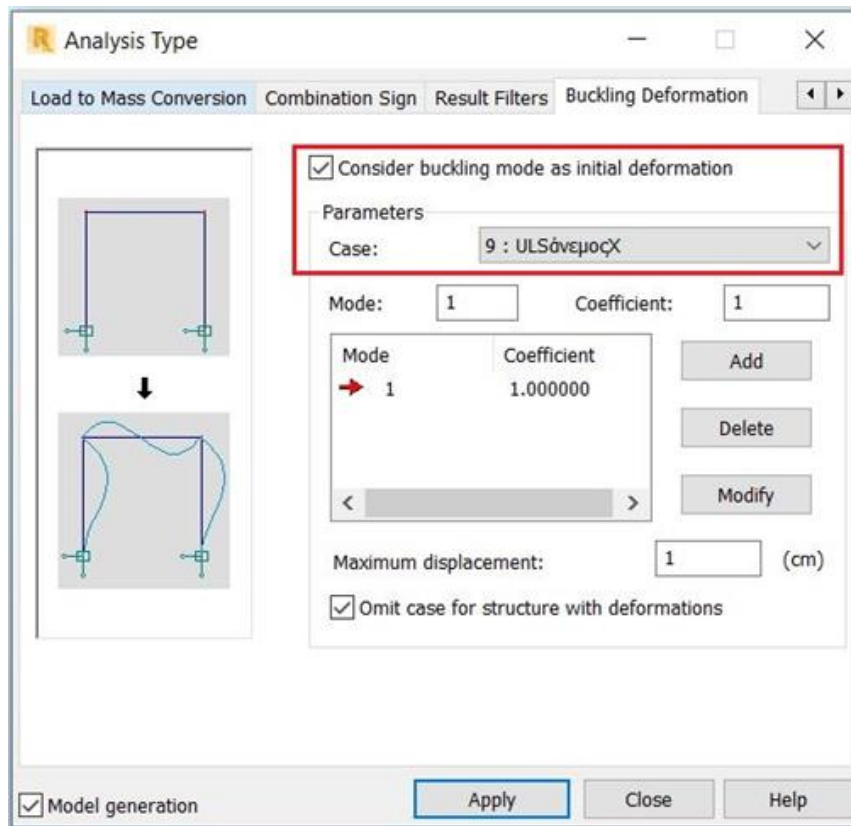


**Σχήμα 4.19:** Αντικατάσταση αρχικών ατελειών μετάθεσης από ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις (Notional Loads)

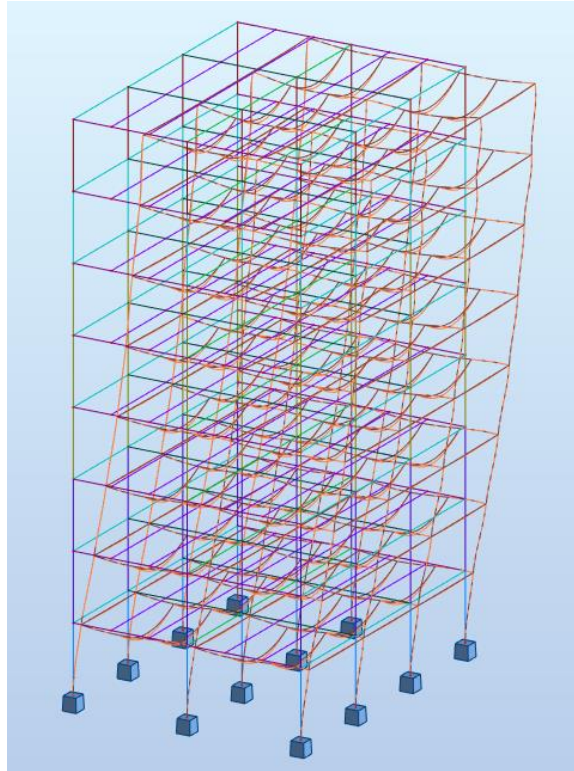
Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού (Geometrically Non-Linear Analysis - Imperfection in the shape of the critical elastic mode)

Για την μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού, ο συνδυασμός στον οποίο επιβλήθηκε ανάλυση λυγισμού και από τον οποίο λήφθηκε το σχήμα της πρώτης κρίσιμης ιδιομορφής, είναι ο αντίστοιχος κάθε φορά γραμμικός συνδυασμός που περιέχει και την ύπαρξη πλευρικών φορτίων. Για να γίνει πιο κατανοητό αυτό, παρουσιάζονται οι επιμέρους παράμετροι που επιλέχθηκαν στο πρόγραμμα στο Σχήμα 4.20. Η ανάλυση αυτή βρίσκει εφαρμογή στην Μέθοδο M5, όπως προαναφέρθηκε και στο Κεφ. 3.5 και στην ουσία αντικαθιστά κάθε είδους γεωμετρική ατέλεια.

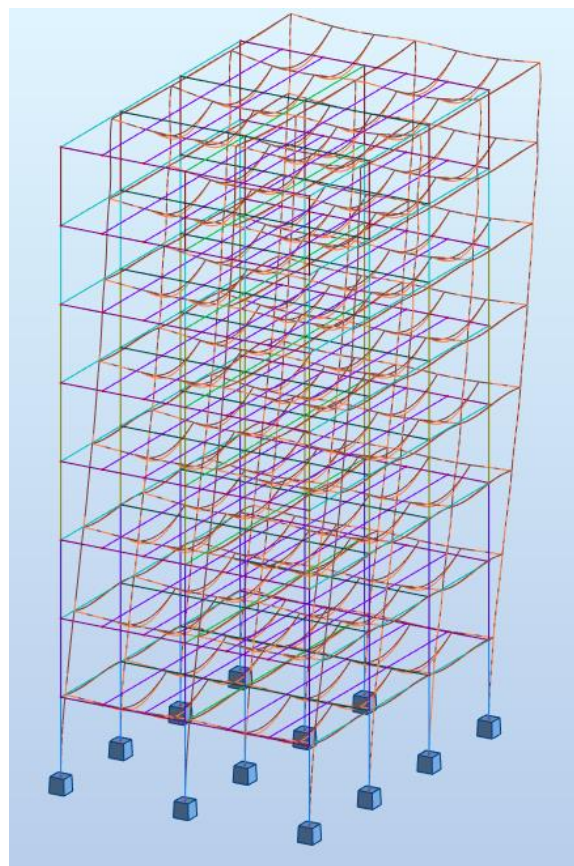
Στα Σχήματα 4.21 & 4.22, φαίνονται τα σχήματα της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για συνδυασμούς με πλευρικά φορτία ως προς μία κατεύθυνση κάθε φορά, από τα οποία θεωρείται η ατέλεια για την μη γραμμική ανάλυση που περιγράφεται σε αυτήν την παράγραφο. Τέλος, αναφέρονται και τα αντίστοιχα  $a_{cr}$  που προκύπτουν για τον κάθε συνδυασμό.



**Σχήμα 4.20:** Επιλογή συνδυασμού για ανάλυση λυγισμού, με σκοπό την εξαγωγή ατελειών στο σχήμα της κρίσιμης ιδιομορφής του, για την εφαρμογή τους στον αντίστοιχο μη γραμμικό συνδυασμό



**Σχήμα 4.21:** Σχήμα 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για συνδυασμό ULSάνεμοςΧ με  $\alpha_{cr}=7.35$



**Σχήμα 4.22:** Σχήμα 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ με  $\alpha_{cr}=7.45$

## 4.4 Έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους

### Έλεγχοι σε επίπεδο διατομής

Οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής που χρησιμοποιήθηκαν κατά την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων πληρούν όλους τους κανονισμούς που περιγράφονται στο Κεφ. 8.2 του EN 1993-1-1. Πιο συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν από το λογισμικό σε: θλίψη, κάμψη περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα, κάμψη & διάτμηση και συνδυασμένη θλίψη & κάμψη. Οι δυσμενέστεροι όμως έλεγχοι που παρουσιάστηκαν κατά την ανάλυση είναι αυτοί που περιγράφονται στο Κεφ. 3.6 και αφορούν την διαξονική κάμψη(εξ. 3-9) και την συντηρητική προσέγγιση με γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση(εξ. 3-10) για διατομές Κατηγορίας 3. Για τον καθορισμό του κρισιμότερου ελέγχου ρόλο έπαιξε η κατάταξη κατηγορίας της διατομής. Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

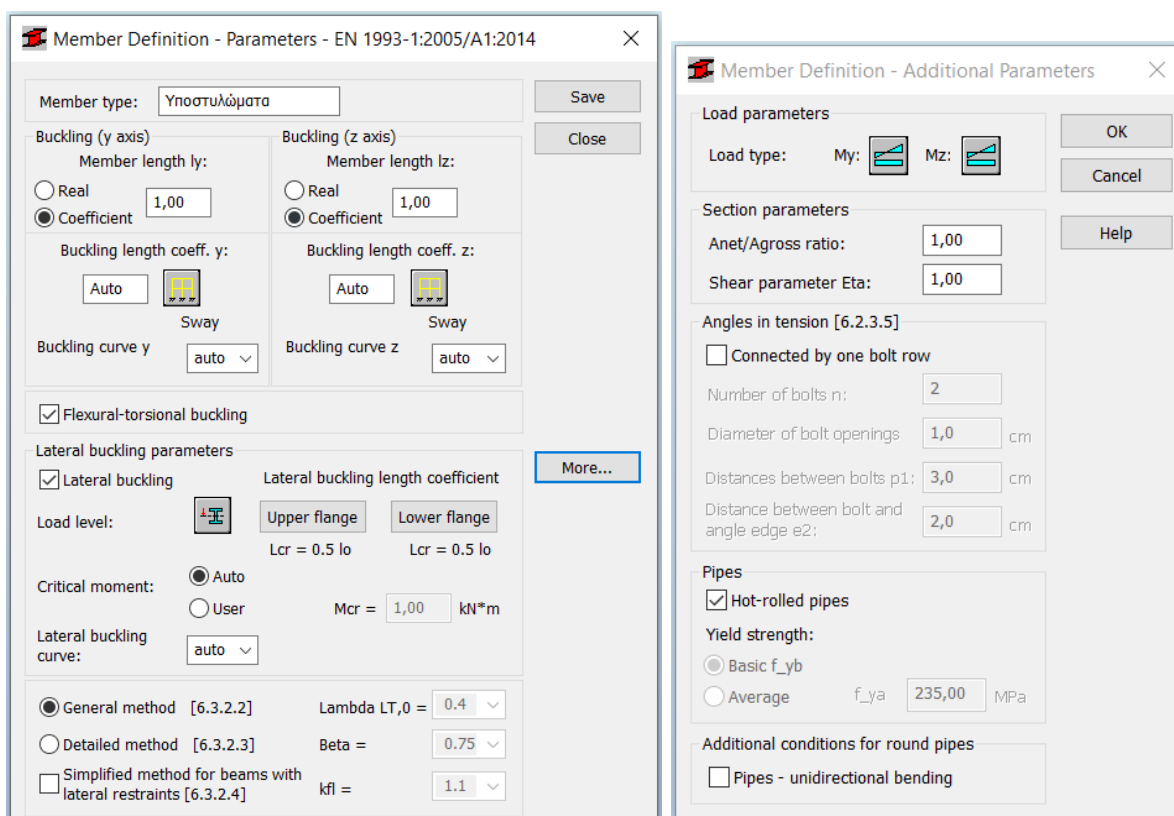
Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος  $c/t$  καθενός από τα θλιβόμενα στοιχεία της, λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής. Επιπλέον, η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο κι από το τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της(Πίνακες 7.3 & 7.4 του EN 1993-1-1).

Κατά την διάρκεια της επίλυσης του φορέα, αποφασίστηκε να επιλεχθούν διατομές κατηγορίας 1 ή 2, για το λόγο ότι διατομές κατηγορίας 3 εμπίπτανε σε ελαστική ανάλυση και ο βαθμός αξιοποίησης του μέλους πρόκυπτε από γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση, κάτι που αρκετές φορές έβγαине δυσμενέστερο και από τον έλεγχο σε επίπεδο μέλους. Αποτέλεσμα αυτού ήταν να αυξηθούν οι διατομές των υποστυλωμάτων του φορέα και να μην επιτευχθεί η οικονομικότερη σχεδίαση.

Επιπρόσθετα, οι βαθμοί αξιοποίησης των υποστυλωμάτων της μη γραμμικής ανάλυσης με τοπικές ατέλειες και ατέλειες μετάθεσης που παρουσιάζονται παρακάτω, υπολογίστηκαν βάσει του ελέγχου σε επίπεδο διατομής σύμφωνα και με την Μέθοδο ανάλυσης M5 που παρουσιάζεται στον νέο Ευρωκώδικα 3.

### Έλεγχοι σε επίπεδο μέλους

Οι έλεγχοι έγιναν θεωρώντας ότι τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στη βάση τους και τα πλαίσια είναι μεταθετά και ως προς τις δύο διευθύνσεις. Συγκεκριμένα ελέγχθηκαν σε καμπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό τόσο για εντός επιπέδου δράσεις, όσο και για εκτός επιπέδου. Οι παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη για τα μήκη λυγισμού, καθώς και άλλες παράμετροι που αφορούν τους ελέγχους σε επίπεδο μέλους παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.23 όπως εισήχθησαν στο λογισμικό.



Σχήμα 4.23: Ορισμός παραμέτρων ελέγχων μελών

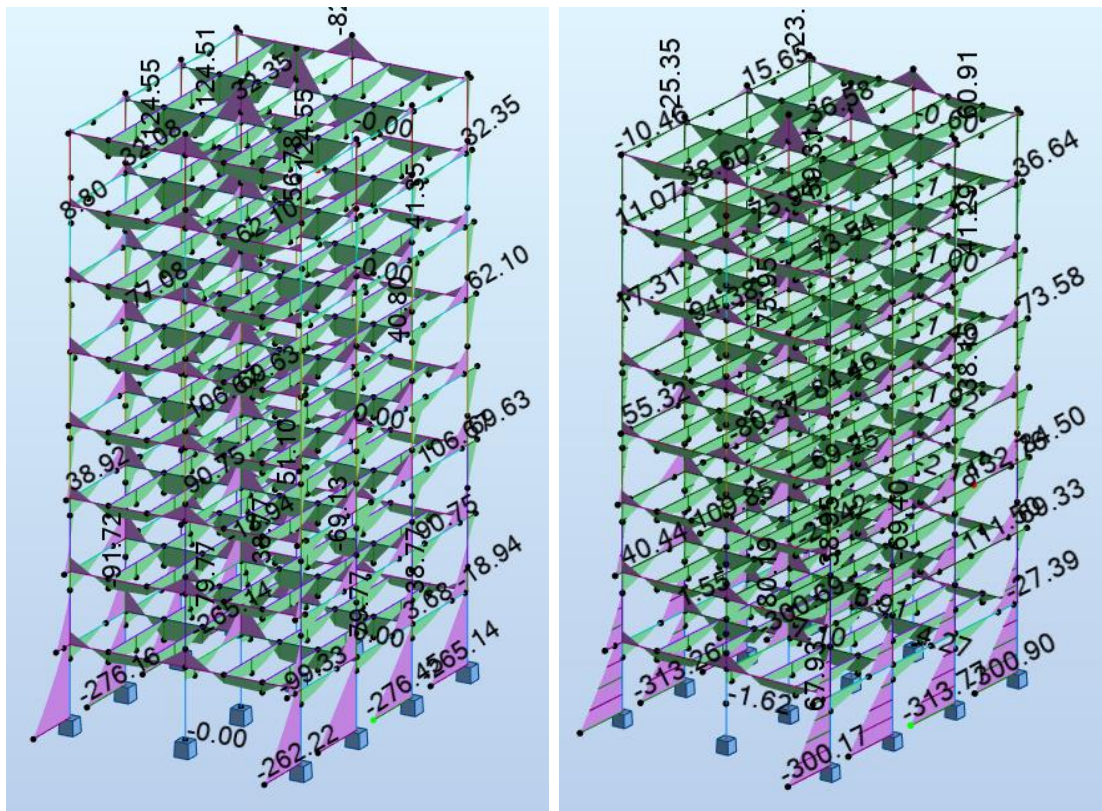
#### 4.5 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί, στηρίζονται στα υποστυλώματα, στα οποία μεταβιβάζουν τα γραμμικά τους φορτία ως συγκεντρωμένα. Με τον τρόπο αυτό, εκείνα δέχονται από τις κατακόρυφες φορτίσεις σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις, τις οποίες, με τη σειρά τους, μεταβιβάζουν στο έδαφος. Τα κατακόρυφα φορτία που καταπονούν τα υποστυλώματα μειώνονται καθ' ύψος και έτσι οι απαιτούμενες διατομές στους υψηλότερους ορόφους προκύπτουν μικρότερες. Επιπλέον, από την παραλαβή πλευρικών φορτίων με την πλαισιακή λειτουργία, τα υποστυλώματα αναπτύσσουν ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις. Σε αυτό το υποκεφάλαιο, παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων κάθε φορά. Για να γίνει πιο κατανοητή η σύγκριση των διαφορετικών εντατικών μεγεθών μεταξύ των αναλύσεων (γραμμική-μη γραμμική με ατέλειες), εκτός από τα εντατικά μεγέθη στο σύνολο του φορέα, θα παρουσιάζονται ενδεικτικά και για μεμονωμένα υποστυλώματα.

Στα παρακάτω Σχήματα, φαίνονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης/αξονικών δυνάμεων/τέμνουσών δυνάμεων των υποστυλωμάτων και δοκών για τον συνδυασμό φόρτισης



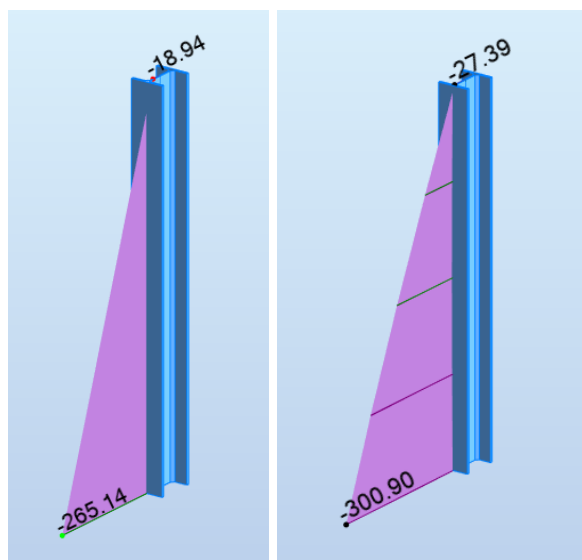
ULSάνεμοςΥ, τόσο με γραμμική ανάλυση, όσο και με γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες.



(a)

(b)

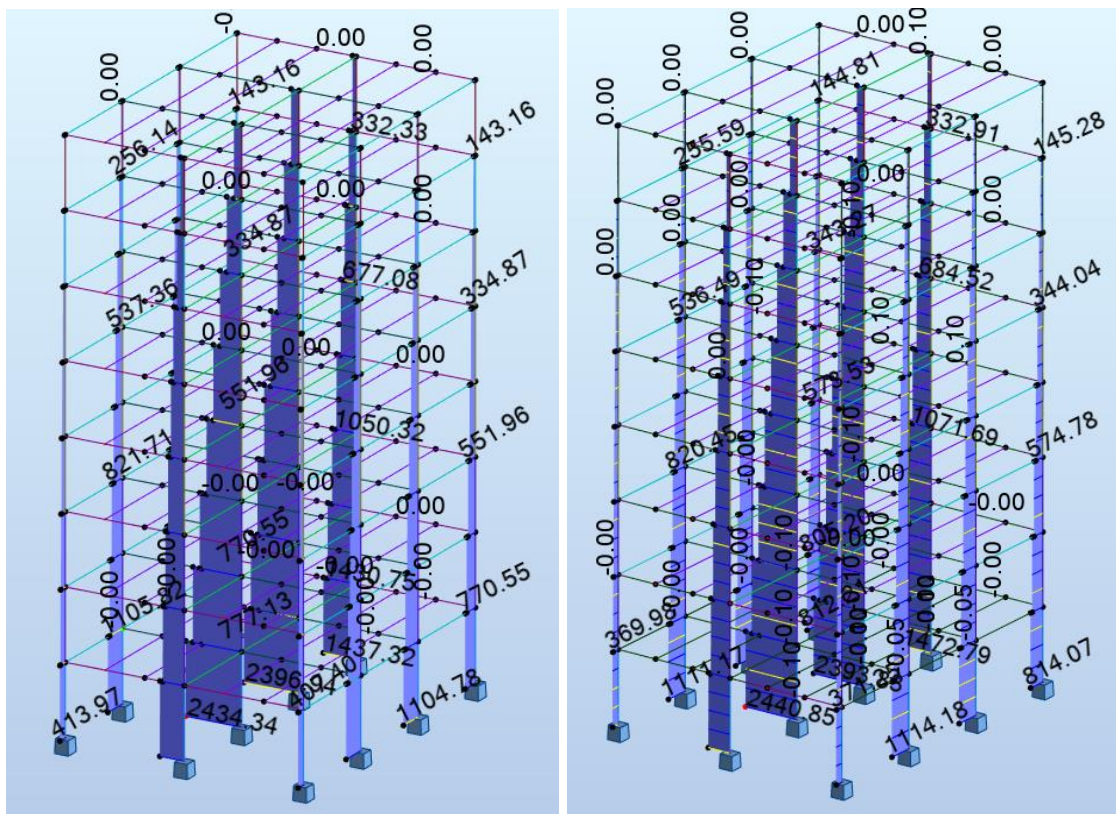
**Σχήμα 4.24:** (α) Διαγράμματα ροπών κάμψης για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ με γραμμική ανάλυση, (β) Διαγράμματα ροπών κάμψης για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



(a)

(b)

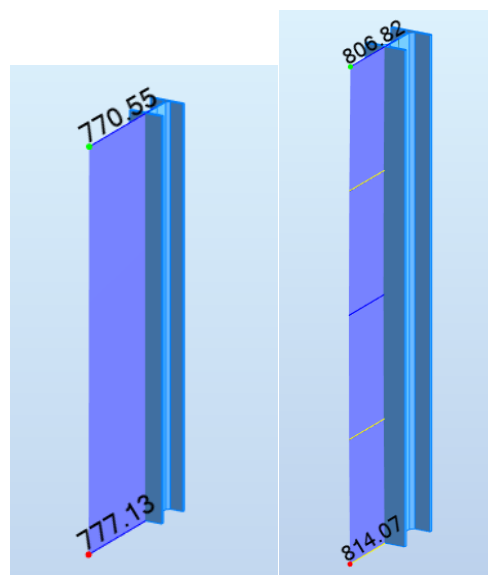
**Σχήμα 4.25:** (α) Διάγραμμα ροπών κάμψης του υποστ. 3 ισογείου για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ με γραμμική ανάλυση, (β) Διάγραμμα ροπών κάμψης του υποστ. 3 ισογείου για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



(a)

(b)

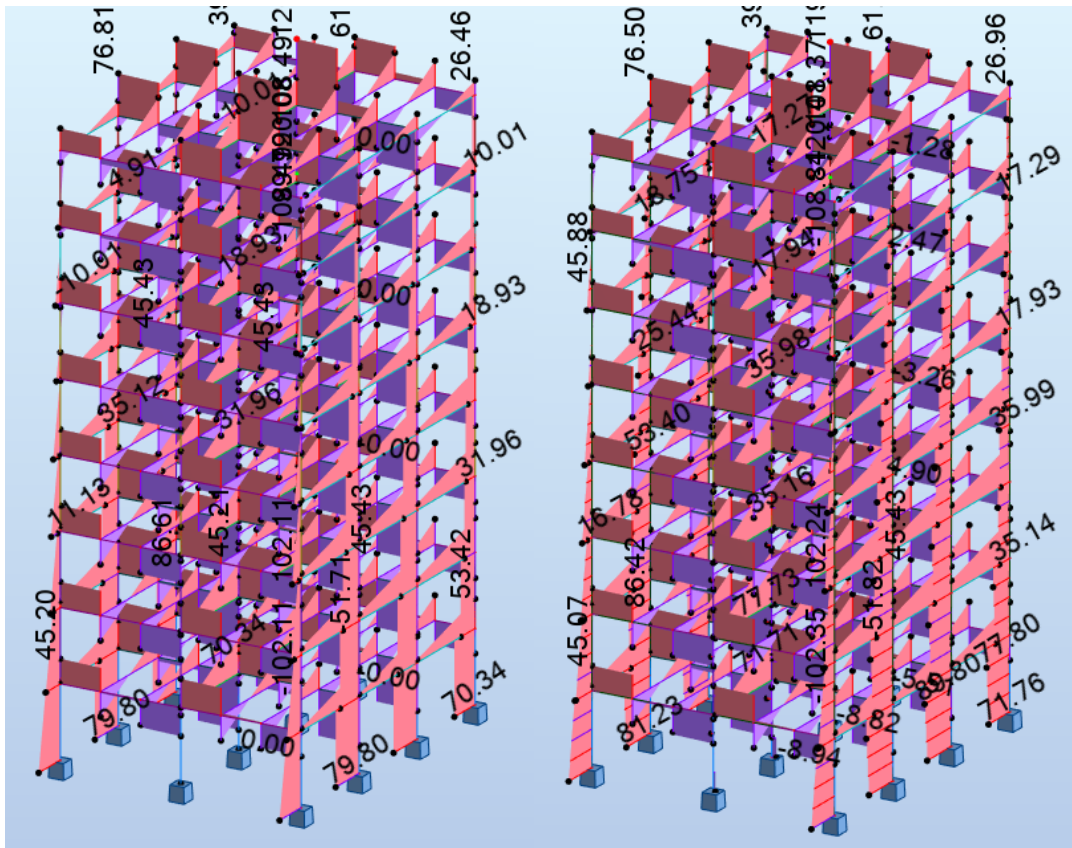
**Σχήμα 4.26:** (α) Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Υ με γραμμική ανάλυση, (β) Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Υ non linear με μη γραμμική ανάλυση με στέλειες



(a)

(b)

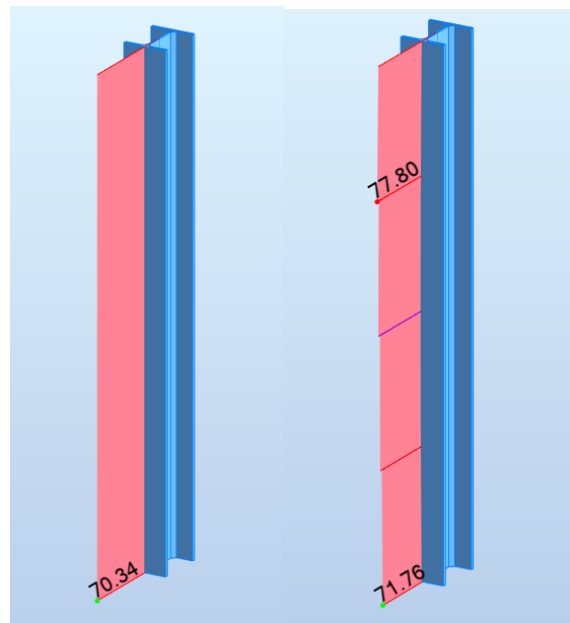
**Σχήμα 4.27:** (α) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του υποστ. 3 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμος Υ με γραμμική ανάλυση, (β) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του υποστ. 3 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμος Υ non linear με μη γραμμική ανάλυση με στέλειες



(a)

(b)

**Σχήμα 4.28:** (a) Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Υ με γραμμική ανάλυση, (b) Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Υ non linear με μη γραμμική ανάλυση με στέλειες



(a)

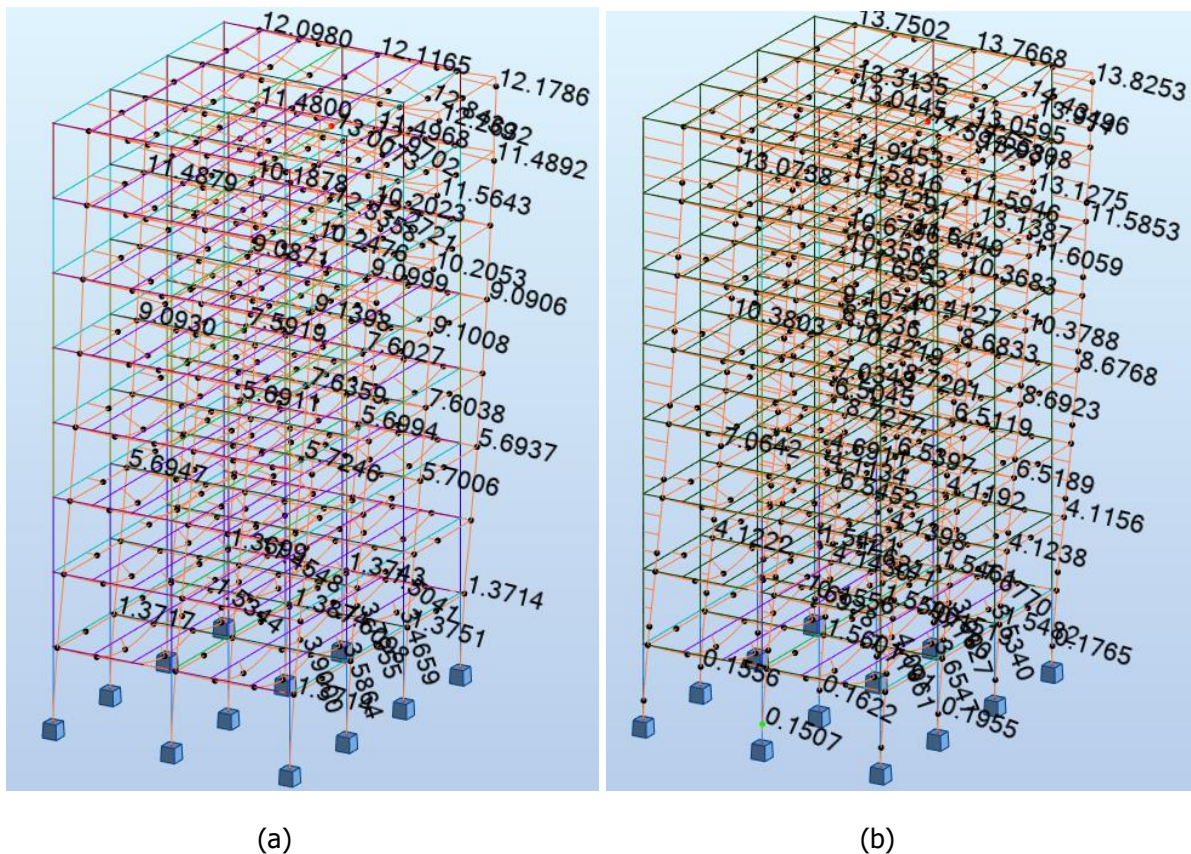
(b)

**Σχήμα 4.29:** (a) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων του υποστ. 3 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμος Υ με γραμμική ανάλυση, (b) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων του υποστ. 3 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμος Υ non linear με μη γραμμική ανάλυση με στέλειες

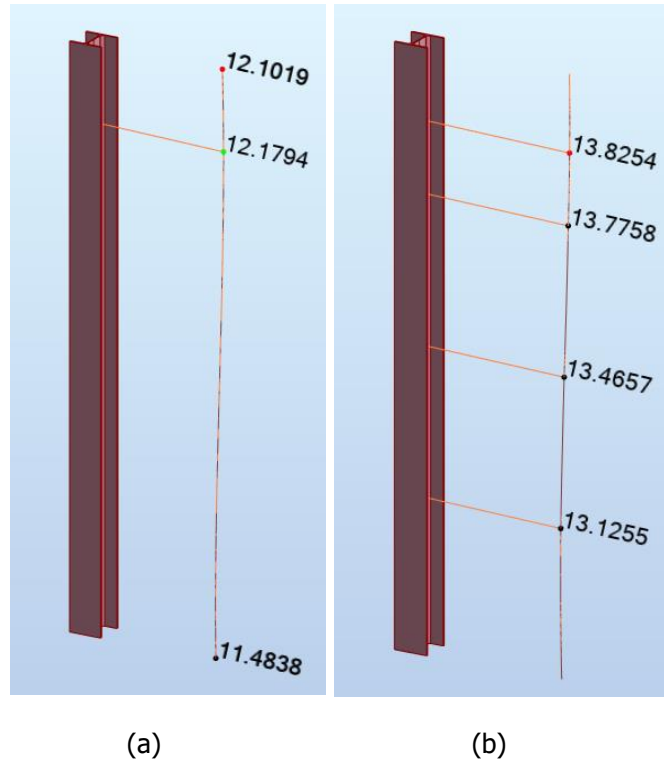
Από τα παραπάνω διαγράμματα λοιπόν, προκύπτει ότι για γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες, οι ροπές κάμψης των υποστυλωμάτων στην βάση του κτιρίου έχουν μία αύξηση της τάξης του 14.5%.

#### 4.6 Μετακινήσεις φορέα

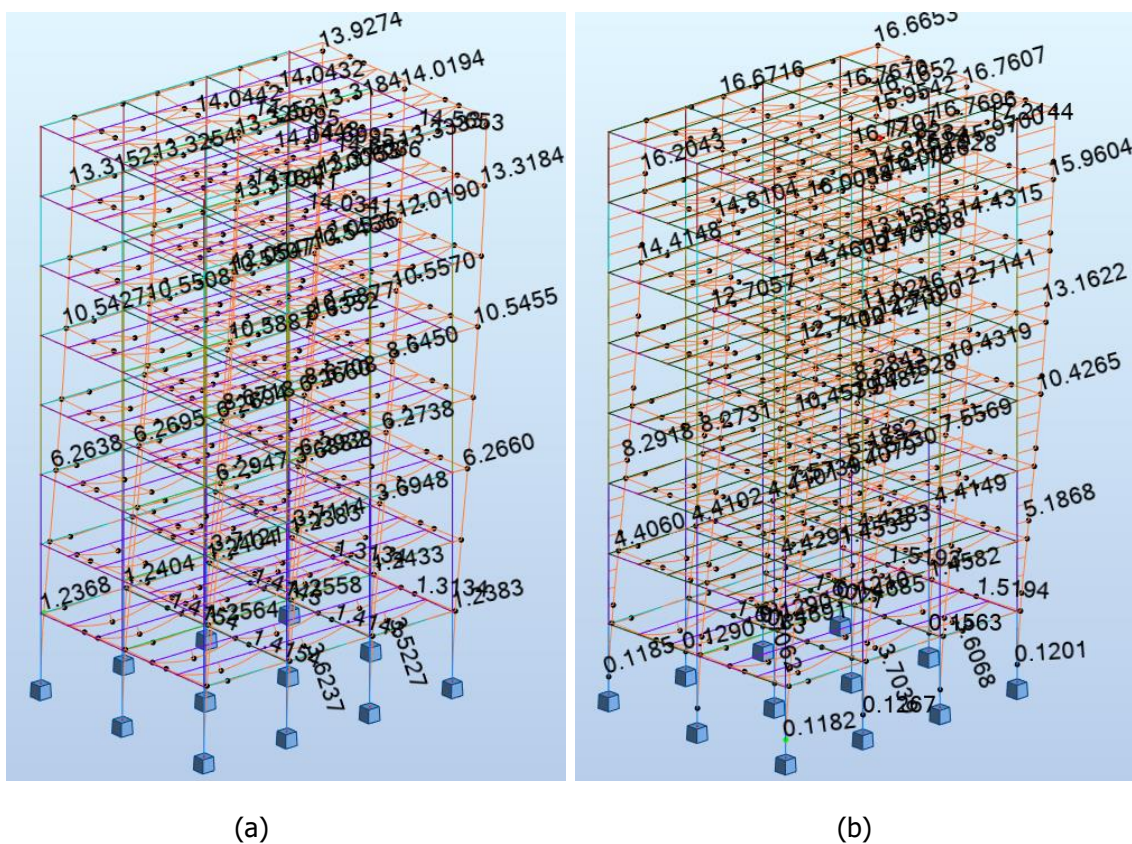
Όπως έχει αναφερθεί, η ανάλυση 2<sup>ος</sup> τάξης λαμβάνει υπόψη την παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα. Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται οι πλευρικές μετακινήσεις από μη γραμμική ανάλυση P-Delta με καθολικές και τοπικές ατέλειες για δυσμενείς συνδυασμούς και ως προς τις δύο διευθύνσεις. Επιπλέον, παρουσιάζονται οι αντίστοιχες μετακινήσεις ενδεικτικά για ένα υποστυλώμα 8<sup>ου</sup> ορόφου και γίνεται και μία αριθμητική σύγκριση μεταξύ αυτών. Οι μετακινήσεις στα παρακάτω σχήματα είναι σε cm και τα μεγέθη των σχημάτων δεν είναι σε ρεαλιστική κλίμακα, αλλά επαυξημένα για να φαίνονται ευκρινέστερα.



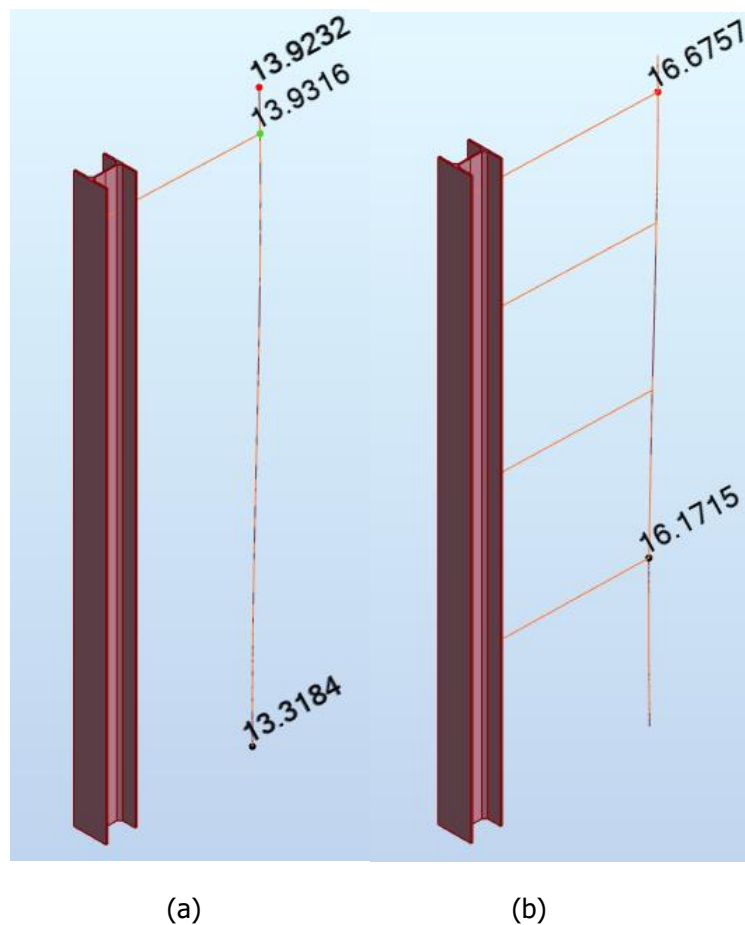
**Σχήμα 4.30:** (a) Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ με γραμμική ανάλυση, (b) Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



**Σχήμα 4.31:** (α)Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 185 8<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULSάνεμοςΧ με γραμμική ανάλυση, (β)Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 185 8<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULSάνεμοςΧ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



**Σχήμα 4.32:** (α)Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ με γραμμική ανάλυση, (β)Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



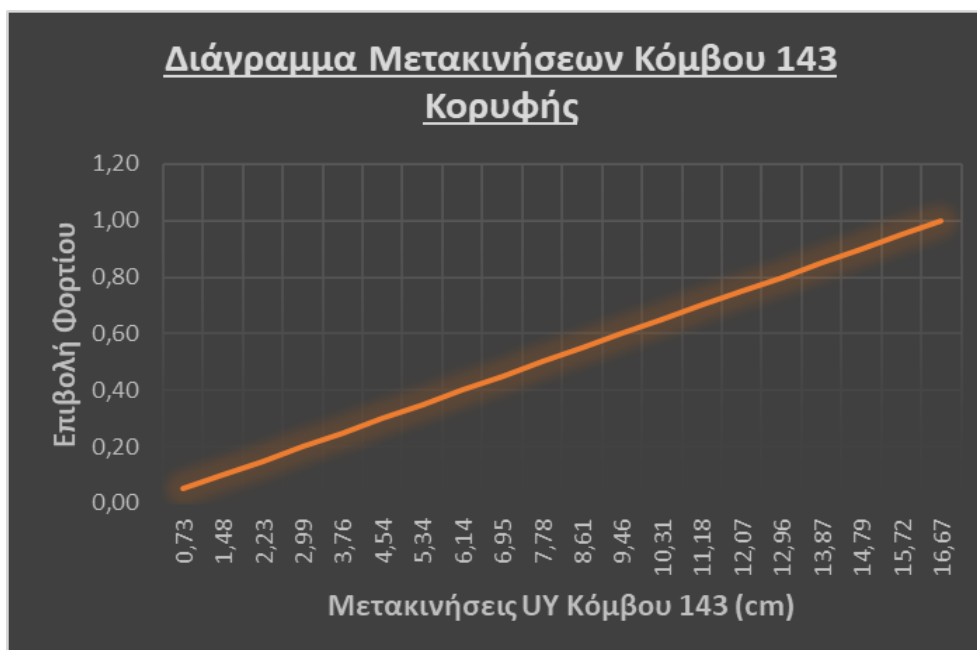
**Σχήμα 4.33:** (α) Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 185<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULS άνεμος Υ με γραμμική ανάλυση, (β) Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 185<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULS άνεμος Υ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες

Συνεπώς, από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι οι μετακινήσεις των ακραίων κόμβων της κορυφής του κτιρίου παρουσιάζουν αύξηση 19.8%.

#### 4.7 Μετακίνηση κορυφής μέσω επαναληπτικής μεθόδου

Σε αυτό το Κεφάλαιο, δείχνονται μέσω γραφημάτων και πινάκων οι μετακινήσεις ενός κόμβου κορυφής του φορέα για την κάθε πρόσθετη επιβολή φορτίου σύμφωνα και με την επαναληπτική μέθοδο που ακολουθείται στην μη γραμμική ανάλυση.

Επίσης, στους αντίστοιχους πίνακες παρουσιάζεται η απόκλιση από την γραμμικότητα κατά την αύξηση των μετακινήσεων του φορέα.



**Σχήμα 4.34:** Γράφημα μετακινήσεων κόμβου 143 κατά Υ

Υποστώλωμα 185 - Κόμβος 143 Κορυφής		Απόκλιση από Γραμμικότητα (%)
Increment	Displacement Υ (cm)	
0,05	0,7335	0,00
0,10	1,4763	0,63
0,15	2,2285	1,27
0,20	2,9904	1,92
0,25	3,7621	2,58
0,30	4,5438	3,24
0,35	5,3357	3,92
0,40	6,1381	4,60
0,45	6,9511	5,30
0,50	7,7750	6,00
0,55	8,6100	6,71
0,60	9,4564	7,43
0,65	10,3143	8,17
0,70	11,1840	8,91
0,75	12,0659	9,67
0,80	12,9601	10,43
0,85	13,8668	11,21
0,90	14,7865	11,99
0,95	15,7194	12,79
1,00	16,6658	13,60

**Σχήμα 4.35:** Πίνακας μετακινήσεων κόμβου 143 κατά Υ



**Σχήμα 4.36:** Γράφημα μετακινήσεων κόμβου 143 κατά X

<b>Υποσύλωμα 185 - Κόμβος 143 Κορυφής</b>		<b>Απόκλιση από Γραμμικότητα (%)</b>
<b>Increment</b>	<b>Displacement X (cm)</b>	
0,05	0,6313	<b>0,00</b>
0,10	1,2680	<b>0,43</b>
0,15	1,9103	<b>0,87</b>
0,20	2,5581	<b>1,30</b>
0,25	3,2116	<b>1,75</b>
0,30	3,8708	<b>2,19</b>
0,35	4,5358	<b>2,64</b>
0,40	5,2067	<b>3,09</b>
0,45	5,8836	<b>3,55</b>
0,50	6,5665	<b>4,02</b>
0,55	7,2556	<b>4,48</b>
0,60	7,9509	<b>4,95</b>
0,65	8,6525	<b>5,43</b>
0,70	9,3605	<b>5,91</b>
0,75	10,0750	<b>6,39</b>
0,80	10,7961	<b>6,88</b>
0,85	11,5238	<b>7,38</b>
0,90	12,2583	<b>7,88</b>
0,95	12,9998	<b>8,38</b>
1,00	13,7481	<b>8,89</b>

**Σχήμα 4.37:** Πίνακας μετακινήσεων κόμβου 143 κατά X



## 4.8 Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων και συγκρίσεις αποτελεσμάτων μεταξύ αναλύσεων

Σε αυτό το Κεφάλαιο, παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποια φύλλα αποτελεσμάτων σε ΟΚΑ για τα υποστυλώματα, όπως αυτά εξήχθησαν από το λογισμικό Robot Structural Analysis Professional. Επιπρόσθετα, δεδομένων και όλων των προηγούμενων παραμέτρων που αναφέρθηκαν, παρουσιάζονται για κάθε είδος ανάλυσης συγκεντρωτικά οι βαθμοί αξιοποίησης για τρία υποστυλώματα σε κάθε όροφο – ένα εξωτερικό γωνιακό, ένα εξωτερικό ενδιάμεσο και ένα εσωτερικό ενδιάμεσο. Η κύρια σύγκριση αποτελεσμάτων κατευθύνεται κυρίως μεταξύ της γραμμικής στατικής ανάλυσης και της γεωμετρικά μη γραμμικής με καθολικές και τοπικές ατέλειες. Παρόλα αυτά, συγκρίνονται και άλλες αναλύσεις μεταξύ τους (γεωμετρικά μη γραμμική με ατέλειες-γεωμετρικά μη γραμμική με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού, γραμμική ανάλυση-γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση χωρίς ατέλειες, γραμμική(Παράρτημα Α)-γραμμική(Παράρτημα Β)), κυρίως για την εξαγωγή συμπερασμάτων. Στο τέλος κάθε υποκεφαλαίου αντίστοιχα, παρατίθενται κάποια συμπεράσματα για τις συγκρίσεις αυτών των αποτελεσμάτων.

Ο έλεγχος των διατομών του φορέα πραγματοποιείται με την χρήση του task Steel Design / Steel-Aluminum Design με design code τον EN 1993-1 :2005/A1:2014. Στα επόμενα Σχήματα 4.38 & 4.39, φαίνονται τα φύλλα αποτελεσμάτων για το υποστυλώμα 173 7<sup>ου</sup> ορόφου.

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Member 173  
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 1.75 m  
Load case: 9 ULS άνεμοςX (1+2+3)\*1.35+4\*1.05+5\*1.50+31\*0.45

Section OK

HEA 220

Simplified results Detailed results

FORCES

N,Ed = 143.83 kN	My,Ed = 1.19 kN*m	Mz,Ed = -2.21 kN*m	Vy,Ed = 18.32 kN
Nc,Rd = 2284.11 kN	My,Ed,max = 9.54 kN*m	Mz,Ed,max = -34.28 kN*m	Vy,c,Rd = 1100.66 kN
Nb,Rd = 1061.17 kN	My,c,Rd = 201.82 kN*m	Mz,c,Rd = 96.06 kN*m	Vz,Ed = 4.78 kN
	MN,y,Rd = 201.82 kN*m	MN,z,Rd = 96.06 kN*m	Vz,c,Rd = 423.68 kN
	Mb,Rd = 198.46 kN*m		

Class of section = 2

LATERAL BUCKLING

z = 0.00	Mcr = 2676.87 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.98
Lcr,upp=1.75 m	Lam_LT = 0.27	fi,LT = 0.55	

BUCKLING y

Ly = 3.50 m	Lam_y = 1.21		
Lcr,y = 8.50 m	Xy = 0.47		
Lamy = 92.65	kzy = 0.44		

BUCKLING z

Lz = 3.50 m	Lam_z = 1.14		
Lcr,z = 4.79 m	Xz = 0.46		
Lamz = 86.93	kzz = 0.58		

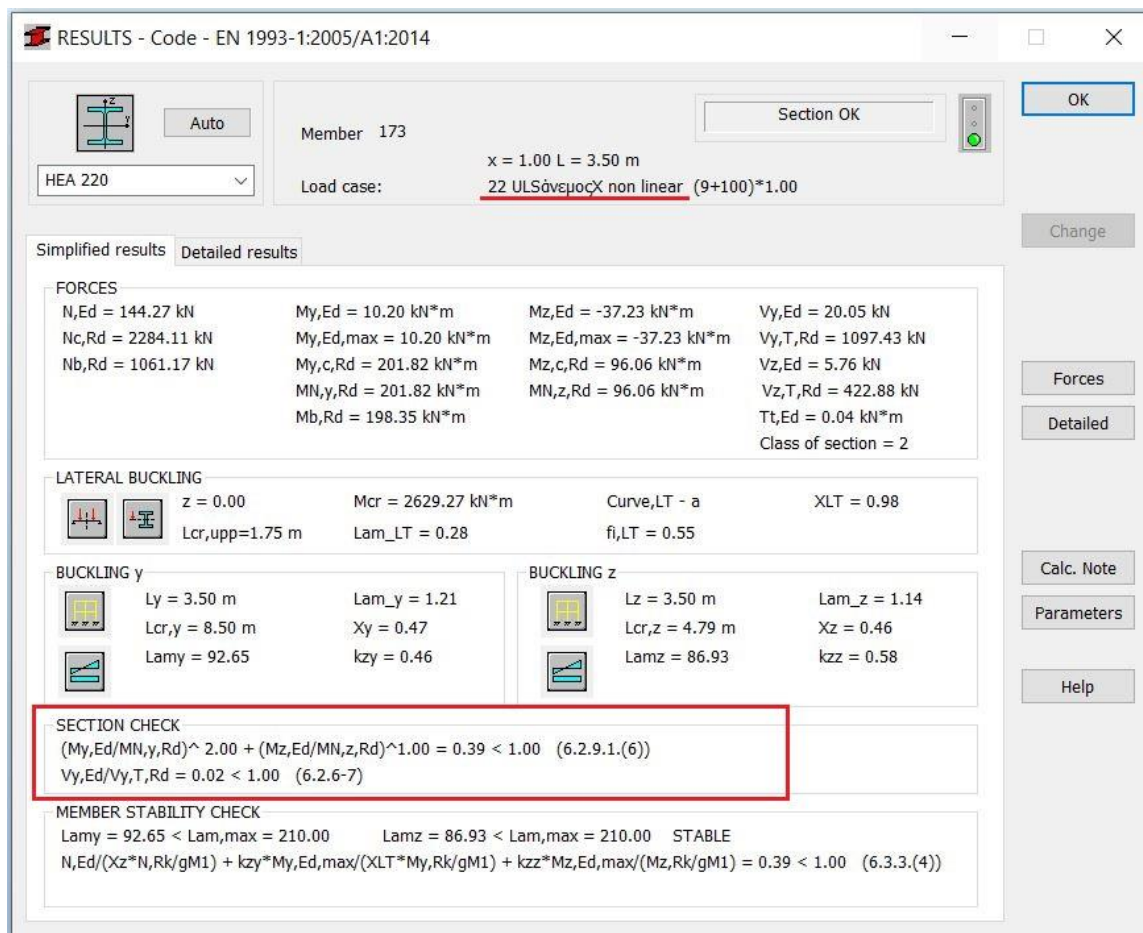
SECTION CHECK

N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))  
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam\_y = 92.65 < Lam\_max = 210.00 Lam\_z = 86.93 < Lam\_max = 210.00 STABLE  
N,Ed / (Xz \* N,Rk / gM1) + kzy \* My,Ed,max / (XLT \* My,Rk / gM1) + kzz \* Mz,Ed,max / (Mz,Rk / gM1) = 0.36 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 4.38: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ – έλεγχος μέλους με γραμμική ανάλυση



Σχήμα 4.39: Φύλλο αποτελεσμάτων OKA – έλεγχος διατομής με μη γραμμική ανάλυση

#### 4.8.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNIA(Sway & Bow)

Στον Πίνακα 4.1 φαίνονται τα αποτελέσματα μεταξύ των δύο αναλύσεων για διαφορετικούς ελέγχους κάθε φορά – έλεγχος σε επίπεδο μέλους για γραμμική ανάλυση, έλεγχος σε επίπεδο διατομής για μη γραμμική. Εν γένει υπάρχει μια αυξητική τάση στους βαθμούς αξιοποίησης με την μη γραμμική ανάλυση, κάτι που δηλώνει ότι η ανάλυση 2<sup>ος</sup> τάξης λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας, καθώς αυξάνει τα ratio που ενδεχομένως να είχαν υποεκτιμηθεί από την γραμμική ανάλυση. Παρόλα αυτά, στον πίνακα παρατηρούνται και κάποιες τοπικές διακυμάνσεις προς τα κάτω, κυρίως στα ενδιάμεσα εσωτερικά υποστυλώματα που έχουν στραμμένο τον ισχυρό τους άξονα κατά την διεύθυνση Χ. Αυτό το φαινόμενο ίσως να οφείλεται σε μη σωστή παραμετροποίηση και ανάλυση του λογισμικού ή λόγω δυσκολίας εφαρμογής με ακρίβεια της μεθόδου M5 για κάθε μέλος σε πιο σύνθετους τρισδιάστατους φορείς. Το τελευταίο ίσως συμβαίνει, λόγω της αλληλεπίδρασης όλων των μελών σε σύνθετες φορτίσεις και ως προς τις δύο κατευθύνσεις, κάτι που ενδεχομένως μπορεί να διαφοροποιεί την συμπεριφορά κάποιου μεμονωμένου μέλους για εκτός του επιπέδου του φορτίσεις.

Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο, ότι σύμφωνα με τον νέο Ευρωκώδικα όταν ικανοποιείται το  $a_{cr,sw} \geq 10$ , η αύξηση των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών που οφείλονται σε φαινόμενα δευτέρας τάξης από μετάθεση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 10% των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης. Το συγκεκριμένο κριτήριο δεν εφαρμόζεται σε αυτήν την περίπτωση, διότι το  $a_{cr}$  υπολογίστηκε στην τιμή 6.86.

**Πίνακας 4.1:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για LA-GNIA(Sway & Bow)

		Linear Analysis (Annex A)	Non Linear Analysis - M5 (Sway & Bow Imperfections)	
Μέλος	Διατομή	Member buckling verification	Cross-sectional verification	Σύγκριση (%)
185(8ος)	HEA200	0,30	0,33	<b>110,00</b>
186(8ος)	HEA200	0,39	0,47	<b>120,51</b>
187(8ος)	HEA200	0,39	0,35	<b>89,74</b>
173(7ος)	HEA220	0,36	0,39	<b>108,33</b>
174(7ος)	HEA220	0,51	0,55	<b>107,84</b>
175(7ος)	HEA220	0,67	0,69	<b>102,99</b>
161(6ος)	HEA320	0,27	0,31	<b>114,81</b>
162(6ος)	HEA320	0,40	0,43	<b>107,50</b>
163(6ος)	HEA320	0,44	0,43	<b>96,59</b>
149(5ος)	HEA320	0,32	0,39	<b>121,88</b>
150(5ος)	HEA320	0,46	0,52	<b>113,04</b>
151(5ος)	HEA320	0,63	0,60	<b>95,24</b>
137(4ος)	HEA320	0,39	0,47	<b>120,51</b>
138(4ος)	HEA320	0,56	0,61	<b>108,93</b>
139(4ος)	HEA320	0,77	0,74	<b>96,10</b>
125(3ος)	HEB320	0,38	0,42	<b>110,53</b>
126(3ος)	HEB320	0,53	0,62	<b>116,98</b>
127(3ος)	HEB320	0,74	0,71	<b>95,95</b>
113(2ος)	HEB320	0,48	0,48	<b>100,00</b>
114(2ος)	HEB320	0,61	0,67	<b>109,84</b>
115(2ος)	HEB320	0,85	0,78	<b>91,76</b>
3(1ος)	HEB360	0,44	0,52	<b>118,18</b>
4(1ος)	HEB360	0,50	0,55	<b>110,00</b>
5(1ος)	HEB360	0,76	0,83	<b>109,21</b>
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>107,4</b>

#### 4.8.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων GNIA-GNIA(Sway & Bow)

Στον Πίνακα 4.2 φαίνονται τα αποτελέσματα μεταξύ των δύο ισοδύναμων μη γραμμικών αναλύσεων με ατέλειες. Ο Ευρωκώδικας σε αυτό το σημείο δεν δίνει κάποιο κριτήριο για την μέγιστη επιτρεπτή απόκλιση μεταξύ των δύο μεθόδων. Συνολικά, τα αποτελέσματα κυμαίνονται σε παρεμφερής τιμές με μέσο όρο απόκλισης στο 3.9%. Άμεση επιρροή στα αποτελέσματα έχει ο τρόπος και το μέγεθος εφαρμογής των ισοδύναμων ατελειών καθολικής μετάθεσης του φορέα. Δηλαδή εάν οι ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις συναρτώμενες κατά 2% από τα κατακόρυφα φορτία, εφαρμοζόντουσαν με πιο ακριβή τιμή στο 1.5%, τότε οι συνολικές διακυμάνσεις προς τα πάνω στα αποτελέσματα θα μειωνόντουσαν και η απόκλιση του 3.9% θα κυμαινόταν σε μικρότερη τιμή.

**Πίνακας 4.2:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για GNIA-GNIA(Sway & Bow)

		Non Linear Analysis - M5 (Imperfections in the shape of the critical elastic mode)	Non Linear Analysis - M5 (Sway & Bow Imperfections)	
Μέλος	Διατομή	Cross-sectional verification	Cross-sectional verification	Σύγκριση (%)
185(8ος)	HEA200	0,32	0,33	<b>103,13</b>
186(8ος)	HEA200	0,47	0,47	<b>100,00</b>
187(8ος)	HEA200	0,29	0,35	<b>120,69</b>
173(7ος)	HEA220	0,37	0,39	<b>105,41</b>
174(7ος)	HEA220	0,61	0,55	<b>90,16</b>
175(7ος)	HEA220	0,56	0,69	<b>123,21</b>
161(6ος)	HEA320	0,30	0,31	<b>103,33</b>
162(6ος)	HEA320	0,37	0,43	<b>116,22</b>
163(6ος)	HEA320	0,39	0,43	<b>108,97</b>
149(5ος)	HEA320	0,38	0,39	<b>102,63</b>
150(5ος)	HEA320	0,55	0,52	<b>94,55</b>
151(5ος)	HEA320	0,58	0,60	<b>103,45</b>
137(4ος)	HEA320	0,46	0,47	<b>102,17</b>
138(4ος)	HEA320	0,65	0,61	<b>93,85</b>
139(4ος)	HEA320	0,72	0,74	<b>102,78</b>
125(3ος)	HEB320	0,42	0,42	<b>100,00</b>
126(3ος)	HEB320	0,60	0,62	<b>103,33</b>
127(3ος)	HEB320	0,68	0,71	<b>104,41</b>
113(2ος)	HEB320	0,47	0,48	<b>102,13</b>
114(2ος)	HEB320	0,67	0,67	<b>100,00</b>
115(2ος)	HEB320	0,73	0,78	<b>106,85</b>
3(1ος)	HEB360	0,50	0,52	<b>104,00</b>
4(1ος)	HEB360	0,56	0,55	<b>98,21</b>
5(1ος)	HEB360	0,79	0,83	<b>105,06</b>
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>103,9</b>

#### 4.8.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNA

Η σύγκριση μεταξύ των δύο αναλύσεων δεν αποσκοπεί σε κάποια διαστασιολόγηση των μελών του φορέα, αλλά δείχνει την επιρροή της γεωμετρίας του φορέα σε φαινόμενα 2ας τάξης. Από τα αποτελέσματα συμπεραίνεται ότι τα υποστυλώματα των κατώτερων ορόφων επηρεάζονται αμεσότερα από τα φαινόμενα 2ας τάξης, κάτι που είναι απολύτως λογικό δεδομένων των αυξημένων εντατικών μεγεθών συσσωρευτικά από τους πάνω ορόφους. Ωστόσο, το ποσοστό 2.3% μεσοσταθμικά δηλώνει ότι η γεωμετρία του φορέα δεν τον κάνει ιδιαίτερα επιρρεπή σε φαινόμενα 2ας τάξης, κάτι που είναι επίσης λογικό αν λάβουμε υπόψη την κανονικότητα της κατασκευής σε κάτοψη και όψη. Ένα μικρό σχόλιο αντίστοιχα, εφόσον είχαν επιλεγεί κατά την αρχιτεκτονική σχεδίαση του φορέα εσοχές ή μη συμμετρίες ως προς την κάτοψη, τότε το ποσοστό αυτό θα αύξανε σημαντικά και λόγω των στρεπτικών επιδράσεων.

**Πίνακας 4.3:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για LA-GNA

		Linear Analysis (Annex A)	Geometrically Non- Linear Analysis (Annex A)	
Μέλος	Διατομή	Member buckling verification	Member buckling verification	Σύγκριση (%)
185(8ος)	HEA200	0,30	0,30	100,0
186(8ος)	HEA200	0,39	0,39	100,0
187(8ος)	HEA200	0,39	0,39	100,0
173(7ος)	HEA220	0,36	0,37	102,8
174(7ος)	HEA220	0,51	0,52	102,0
175(7ος)	HEA220	0,67	0,68	101,5
161(6ος)	HEA320	0,27	0,27	100,0
162(6ος)	HEA320	0,40	0,40	100,0
163(6ος)	HEA320	0,44	0,44	100,0
149(5ος)	HEA320	0,32	0,33	103,1
150(5ος)	HEA320	0,46	0,46	100,0
151(5ος)	HEA320	0,63	0,64	101,6
137(4ος)	HEA320	0,39	0,41	105,1
138(4ος)	HEA320	0,56	0,57	101,8
139(4ος)	HEA320	0,77	0,79	102,6
125(3ος)	HEB320	0,38	0,40	105,3
126(3ος)	HEB320	0,53	0,55	103,8
127(3ος)	HEB320	0,74	0,75	101,4
113(2ος)	HEB320	0,48	0,50	104,2
114(2ος)	HEB320	0,61	0,63	103,3
115(2ος)	HEB320	0,85	0,87	102,4
3(1ος)	HEB360	0,44	0,47	106,8
4(1ος)	HEB360	0,50	0,52	104,0
5(1ος)	HEB360	0,76	0,79	103,9
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>102,3</b>

#### 4.8.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων LA(Annex A)-LA(Annex B)

Στον Πίνακα 4.4, παρουσιάζονται οι βαθμοί αξιοποίησης που προκύπτουν από γραμμικές αναλύσεις τόσο με την Μέθοδο 1(Παράρτημα Α), όσο και με την Μέθοδο 2(Παράρτημα Β). Οι διαφορές των δύο μεθόδων, που θεωρούνται όμως ισοδύναμες, εντοπίζονται στον υπολογισμό των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  από διαφορετικά παραρτήματα(Σχήμα 4.41 & 4.42). Η μεγάλη απόκλιση μεταξύ των δύο, λόγω διαφορετικών  $k_{ij}$ , οδήγησε και σε χειρόγραφη επίλυση των συντελεστών αλληλεπίδρασης, όπου τα αποτελέσματα συγκλίνουν με αυτά της 1ης Μεθόδου (Παράρτημα Α). Ύστερα, από διερεύνηση για την διαφοροποίηση των συντελεστών αλληλεπίδρασης, βρέθηκε ότι το λογισμικό για την Μέθοδο 2, λάμβανε αυτόματα τιμές  $C_{my}, C_{mz}=0.9$  σύμφωνα και με το Σχήμα 4.42 για λυγισμό μελών από μετάθεση(Σχήμα 4.40). Συνεπώς υπήρχε μεγάλη αύξηση στις τιμές των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$ , που με την σειρά τους αυξήσανε τους βαθμούς αξιοποίησης των υποστυλωμάτων. Δυστυχώς, παρά την μεγάλη δυνατότητα για επεμβάσεις και παραμετροποίηση που δίνει το λογισμικό Robot στον χρήστη, δεν κατέστη δυνατό να παρακαμφθεί το συγκεκριμένο σημείο και να συγκριθούν τα αποτελέσματα επί ίσους όρους. Κάτι τέτοιο, δυσχεραίνει την εξαγωγή αξιόπιστων αποτελεσμάτων.

**Πίνακας 4.4:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για LA(Annex A)-LA(Annex B)

		Linear Analysis (Annex A)	Linear Analysis (Annex B)	
Μέλος	Διατομή	Member buckling verification	Member buckling verification	Σύγκριση (%)
185(8ος)	HEA200	0,30	0,47	156,7
186(8ος)	HEA200	0,39	0,63	161,5
187(8ος)	HEA200	0,39	0,45	115,4
173(7ος)	HEA220	0,36	0,56	155,6
174(7ος)	HEA220	0,51	0,84	164,7
175(7ος)	HEA220	0,67	0,81	120,9
161(6ος)	HEA320	0,27	0,40	148,1
162(6ος)	HEA320	0,40	0,61	152,5
163(6ος)	HEA320	0,44	0,53	120,5
149(5ος)	HEA320	0,32	0,48	150,0
150(5ος)	HEA320	0,46	0,73	158,7
151(5ος)	HEA320	0,63	0,91	144,4
137(4ος)	HEA320	0,39	0,60	153,8
138(4ος)	HEA320	0,56	0,92	164,3
139(4ος)	HEA320	0,77	1,19	154,5
125(3ος)	HEB320	0,38	0,56	147,4
126(3ος)	HEB320	0,53	0,86	162,3
127(3ος)	HEB320	0,74	1,12	151,4
113(2ος)	HEB320	0,48	0,60	125,0
114(2ος)	HEB320	0,61	1,01	165,6
115(2ος)	HEB320	0,85	1,29	151,8
3(1ος)	HEB360	0,44	0,53	120,5
4(1ος)	HEB360	0,50	0,72	144,0
5(1ος)	HEB360	0,76	0,94	123,7
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>146,4</b>

Parameters of global stability analysis of member				
Method of interaction parameter calculations - Annex B				
C <sub>my</sub>	0.90		Parameter related to bending moment distribution	(Table B.3)
C <sub>mz</sub>	0.90		Parameter related to bending moment distribution	(Table B.3)
C <sub>mLT</sub>	0.90		Parameter related to bending moment distribution	(Table B.3)
k <sub>yy</sub>	0.96		Interaction parameter	(Table B.2)
k <sub>yz</sub>	0.63		Interaction parameter	(Table B.2)
k <sub>zy</sub>	0.98		Interaction parameter	(Table B.2)
k <sub>zz</sub>	1.05		Interaction parameter	(Table B.2)

**Σχήμα 4.40:** Παράμετροι υπολογισμού συντελεστών αλληλεπίδρασης όπως υπολογίζονται στην Μέθοδο 2 από το λογισμικό

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
$k_{yz}$	$ C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} $	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{W_z}{W_y}}$
$k_{zy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$
$k_{zz}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$

Σχήμα 4.41: Συντελεστές αλληλεπίδρασης από Παράρτημα Α

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

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

Σχήμα 4.42: Συντελεστές αλληλεπίδρασης από Παράρτημα Β





## 5 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΕΚΑΩΡΟΦΟΥ ΦΟΡΕΑ

### 5.1 Γεωμετρία φορέα

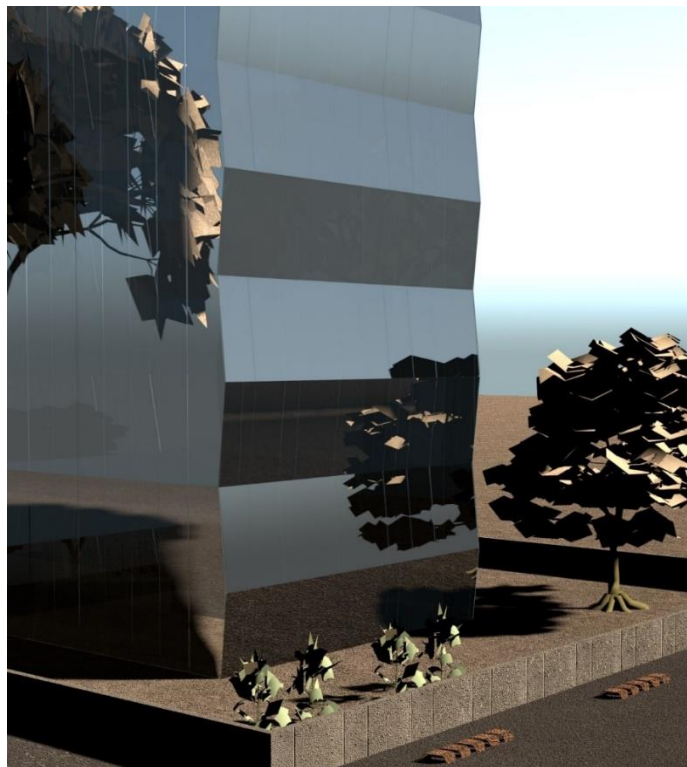
Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας σχεδιάστηκε και ένας δεύτερος φορέας, με σκοπό την εξαγωγή περισσότερων αποτελεσμάτων για σύγκριση μεταξύ των διαφορετικών μεθόδων ανάλυσης. Η γεωμετρία του συγκεκριμένου φορέα χαρακτηρίζεται πιο ιδιαίτερη λόγω της ύπαρξης κεκλιμένων υποστυλωμάτων. Πιο αναλυτικά το υπό εξέταση κτίριο γραφείων έχει συνολικό ύψος 30.00 μ και αποτελείται από 10 ορόφους, ύψους 3.00 μ ο καθένας. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική με επαναλαμβανόμενη διάταξη ανά δύο ορόφους. Πιο συγκεκριμένα, η κάτοψη ισογείου έχει διαστάσεις 12.40μ\*12.40μ(εμβαδού 153.76μ<sup>2</sup>) και ο πρώτος όροφος έχει διαστάσεις 12.40μ\*13.00μ(εμβαδού 161.20μ<sup>2</sup>). Όπως παρουσιάζεται και στα επόμενα σχήματα/φωτογραφίες επιλέχθηκε η χρήση κεκλιμένων υποστυλωμάτων κατά 30 εκατοστά στα 3.00μ ύψος ορόφου, ήτοι κατακόρυφη κλίση 10%.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, κύριες μεταλλικές δοκούς κατά τις δύο διευθύνσεις και πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Ταυτόχρονα και στις 2 διευθύνσεις το κτίριο λειτουργεί σαν πλαίσιο παραλαβής ροπής και συνεπακόλουθα οι στηρίξεις επί του εδάφους προσομοιάζονται ως πακτώσεις. Η πλάκα εδράζεται απευθείας πάνω στις κύριες δοκούς, κάτι που δεν συνηθίζεται στην κατασκευή μεταλλικών κτιρίων καθώς προϋποθέτει την υποστύλωση της με χρήση ξυλοτύπων. Παρόλα αυτά, η συγκεκριμένη πρακτική και προσομοίωση επιλέχθηκε για να δειχθεί και ένας διαφορετικός τρόπος σχεδίασης με χρήση αβαρών επιφανειών φόρτισης(claddings), αντί των συνήθων διέριστητων σύμμικτων πλακών με χρήση αμφιέριστητων διαδοκίδων. Τέλος, όπως και προηγουμένως οι κύριες δοκοί σαν μέλη πλαισίων ροπής διαστασιολογούνται για να ικανοποιούν όλους τους ελέγχους του EN 1993, αλλά δεν παρουσιάζονται για τους λόγους που προαναφέρθηκαν.

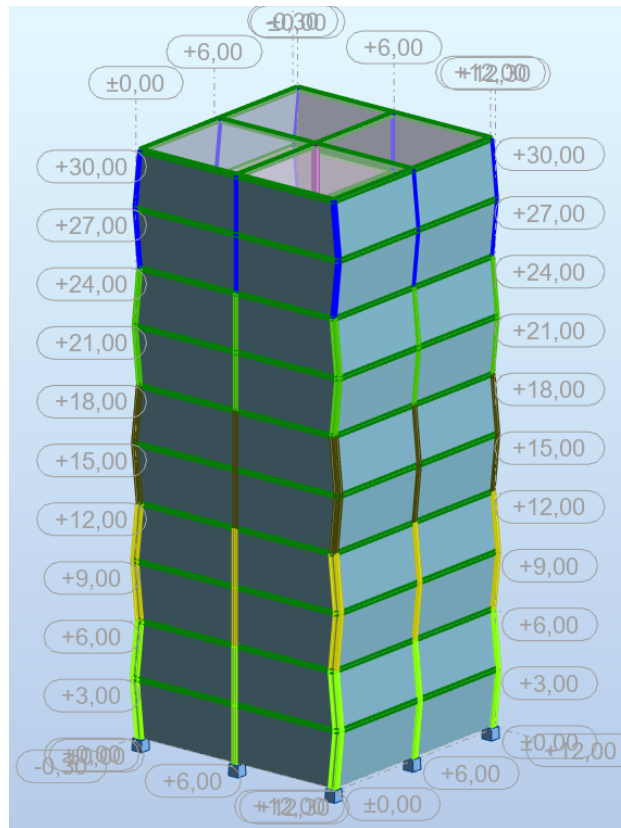
Επιπρόσθετα, έγινε μια φωτορεαλιστική απεικόνιση του κτιρίου για καλύτερη παρουσίαση αυτού και για παραστατικότερη εξήγηση των κεκλιμένων προσόψεων που «κρύβουν» τα κεκλιμένα υποστυλώματα. Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζεται ο φορέας σε περιβάλλον προσομοίωσης στον χώρο εντός του λογισμικού Robot Structural Analysis Professional 2022 για καλύτερη κατανόηση της διάταξης των μελών του φορέα.



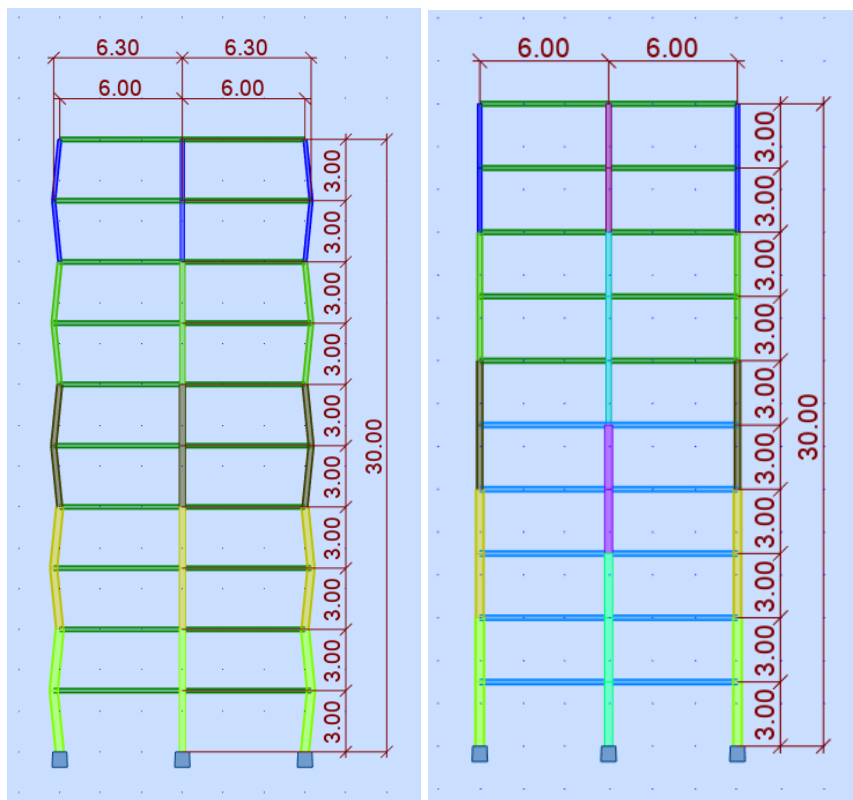
**Σχήμα 5.1:** Φωτορεαλιστική απεικόνιση του κτιρίου(λήψη 1)



**Σχήμα 5.2:** Φωτορεαλιστική απεικόνιση του κτιρίου(λήψη2)



**Σχήμα 5.3:** Τρισδιάστατο στατικό προσομοίωμα του φορέα στο Robot Structural Analysis



(a)

(b)

**Σχήμα 5.4:** Γεωμετρία φορέα (a)επίπεδο ΧΖ, (b)επίπεδο ΥΖ

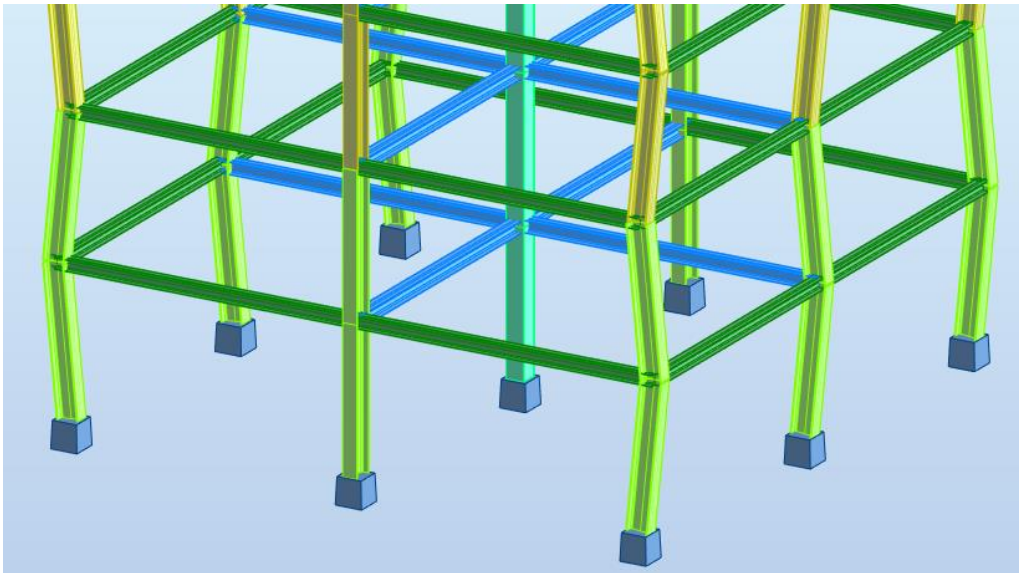
## 5.2 Προσομοίωση φορέα και φορτίσεις

### Προσομοίωση

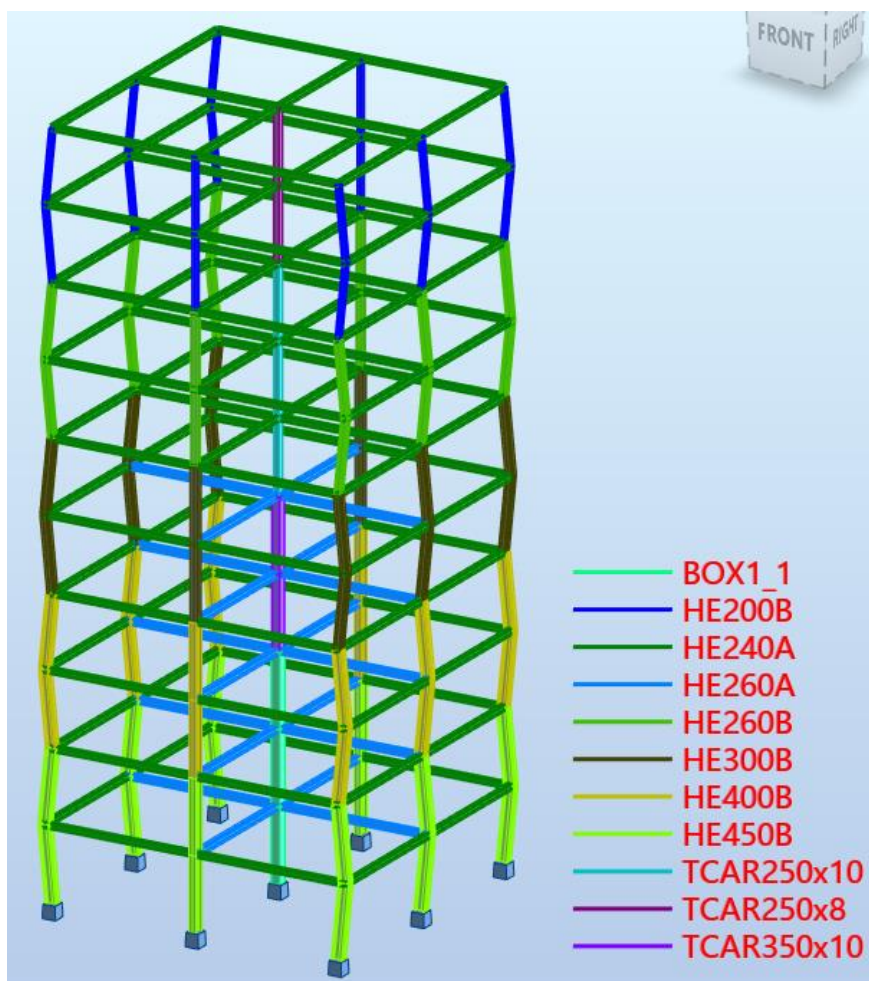
Αρχικώς, για την σχεδίαση του φορέα εισήχθησαν γεωμετρικοί άξονες στο πρόγραμμα σύμφωνα και με τις αποστάσεις του κανάβου των υποστυλωμάτων και των δοκών. Ύστερα, σχεδιάστηκαν στον χώρο τα μέλη του φορέα γραμμικώς ως bars και τους δόθηκε η ιδιότητα του beam ή column element, για τις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα. Ο ορισμός των διατομών και των υλικών αυτών γίνεται με τη χρήση του bar sections. Για την επίτευξη της προσομοίωσης της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε η εντολή rigid links, η οποία εξασφαλίζει κοινή μετακίνηση κατά X & Y και κοινή στροφή κατά των κατακόρυφο άξονα μεταξύ των μελών που ενώνονται μέσω αυτής. Πιο συγκεκριμένα, ορίστηκε σε κάθε όροφο ένας master node και όλοι οι υπόλοιποι κόμβοι(secondary nodes) οι οποίοι συνδέθηκαν με αυτόν. Δεδομένου ότι ο φορέας λειτουργεί σαν πλαίσιο ροπή και στις δύο διευθύνσεις, οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στο έδαφος προσομοιάστηκαν σαν πακτώσεις.

Επιπρόσθετα, για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων επιλέχθηκε διαφορετικός προσανατολισμός των ισχυρών αξόνων των υποστυλωμάτων. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.5, οι σειρές των κεκλιμένων υποστυλωμάτων έχουν τους ισχυρούς άξονες τους στραμμένους προς την διεύθυνση X, δηλαδή κατά το επίπεδο κατακόρυφης κλίσης τους. Τα υπόλοιπα εξωτερικά υποστυλώματα είναι στραμμένα στην διεύθυνση Y, για να παραλαμβάνουν οριζόντιες φορτίσεις και σε αυτήν την διεύθυνση. Τέλος, τα κεντρικά υποστυλώματα επιλέχθηκαν να είναι τετράγωνα κοιλοδοκοί από την ομάδα πρότυπων διατομών SHS.

Στο Σχήμα 5.6, παρουσιάζονται οι διατομές που επιλέχθηκαν για κάθε μέλος του φορέα:



**Σχήμα 5.5:** Διάταξη υποστυλωμάτων

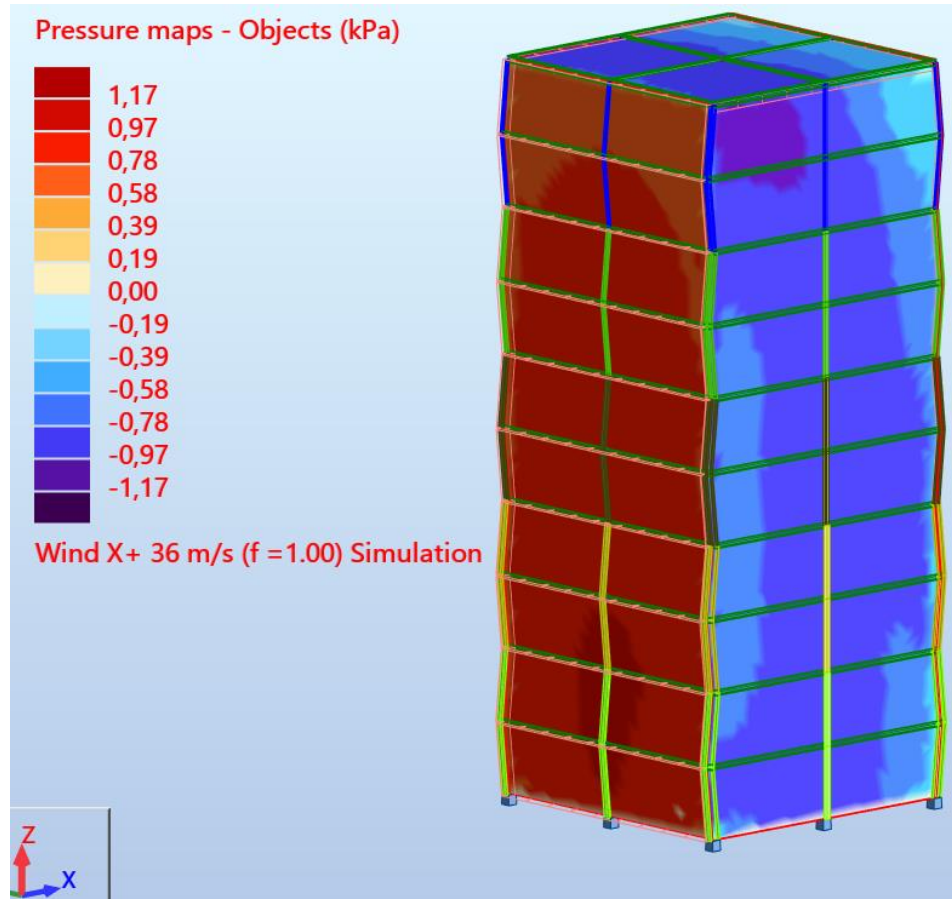


**Σχήμα 5.6:** Διατομές φορέα

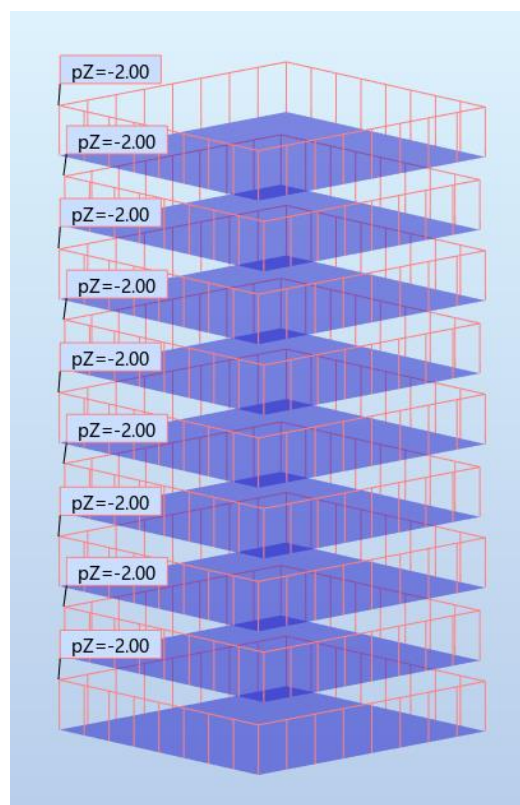
### Φορτίσεις

Οι φορτίσεις που επιβλήθηκαν σε αυτόν τον φορέα έχουν τις ίδιες παραμέτρους με αυτές που αναφέρονται στο Κεφ. 4.2. Αξίζει όμως να αναφερθεί, ότι η φόρτιση ανέμου δεν υπολογίστηκε σύμφωνα με τις παραμέτρους που αναλύονται στο Κεφ. 2.3.3, αλλά έγινε προσομοίωση ανέμου(wind simulation) στο RSA για ταχύτητα αιχμής 36.00 m/s(Σχήμα 5.7). Η ταχύτητα ανέμου αιχμής για την οποία έγινε προσομοίωση είναι υψηλή, δεδομένου ότι λόγω απουσίας σεισμικών δυνάμεων στην διαστασιολόγηση, χρειαζόταν η επιβολή σημαντικών οριζόντιων φορτίσεων για την ικανοποιητική πλευρική μετακίνηση του φορέα, με σκοπό την μη γραμμική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη την παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής.

Επιπλέον, για τον συγκεκριμένο φορέα τα κατακόρυφα φορτία επιβλήθηκαν ως επιφανειακά ομοιόμορφα κατανεμημένα, μέσω τις εισαγωγής αβαρών επιφανειών φόρτισης(claddings), όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.8. Τα φορτία του χιονιού εφαρμόζονται αντίστοιχα στον τελευταίο όροφο του κτιρίου.



**Σχήμα 5.7:** Χάρτης πιέσεων από προσομοίωση ροής ανέμου για ταχύτητα=36.00 m/s



**Σχήμα 5.8:** Αβαρείς επιφάνειες φόρτισης (claddings)

Τα μεμονωμένα φορτία που επιβλήθηκαν στο μοντέλο, είναι τα εξής:

- Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα, αυτόματα μέσω του λογισμικού
- Πλάκας σκυροδέματος = 5.00 kN/m<sup>2</sup>
- Πρόσθετο μόνιμο = 2.00 kN/m<sup>2</sup>
- Κινητό = 2.00 kN/m<sup>2</sup>
- Άνεμος κατά την διεύθυνση X ► προσομοίωση φόρτισης από RSA
- Άνεμος κατά την διεύθυνση Y ► προσομοίωση φόρτισης από RSA
- Χιόνι = 0.90 kN/m<sup>2</sup>

Δεδομένων των προαναφερθέντων φορτίσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή και σύμφωνα με το Κεφ. 2.5.1, προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί φορτίσεων :

- Κύριο μεταβλητό το κινητό φορτίο
  1. 1.35\*Γσυνολικό + 1.50\*Κινητό + 0.6\*1.50\*Άνεμος+X
  2. 1.35\*Γσυνολικό + 1.50\*Κινητό + 0.6\*1.50\*Άνεμος+Y
  
- Κύριο μεταβλητό το φορτίο χιονιού
  1. 1.35\*Γσυνολικό + 1.50\*0.70\*Κινητό + 0.6\*1.50\* Άνεμος+X + 1.50\*Χιόνι
  2. 1.35\*Γσυνολικό + 1.50\*0.70\*Κινητό + 0.6\*1.50\* Άνεμος+Y + 1.50\*Χιόνι
  
- Κύριο μεταβλητό το φορτίο ανέμου
  1. 1.35\*Γσυνολικό + 1.50\*0.70\*Κινητό + \*1.50\*Wind+X +0.30\*1.50\*Χιόνι
  2. 1.35\*Γσυνολικό + 1.50\*0.70\*Κινητό + \*1.50\*Wind+Y +0.30\*1.50\*Χιόνι

Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι και σε αυτόν τον φορέα δεν ελέγχθηκαν συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

### 5.3 Είδη αναλύσεων και έλεγχοι σε επίπεδο διατομής/μέλους

#### Είδη αναλύσεων

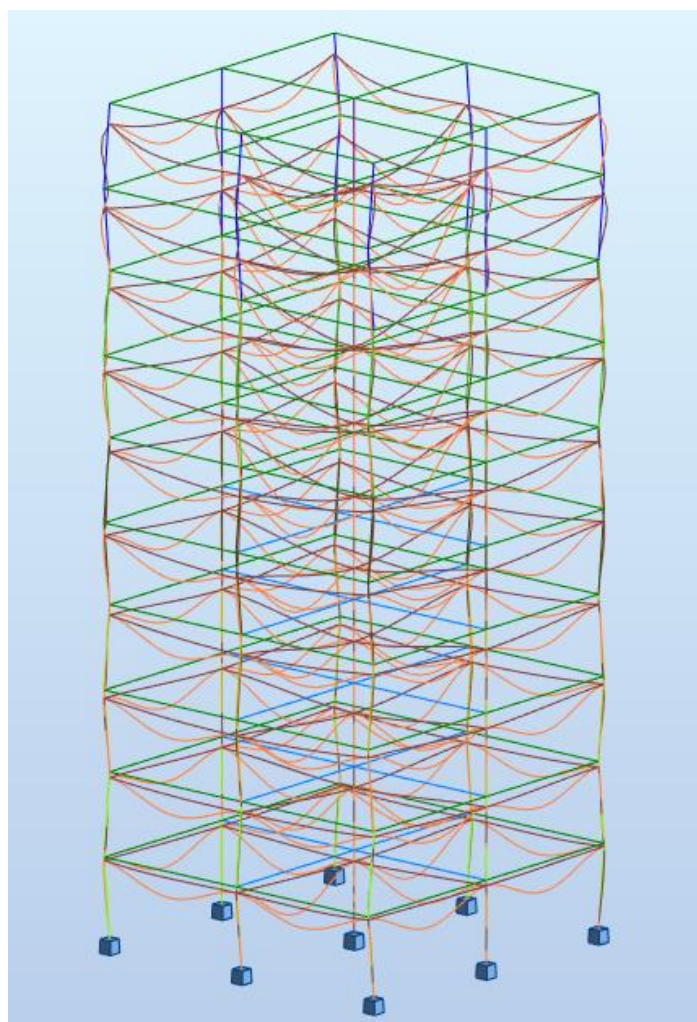
Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στον δεκαώροφο φορέα είναι οι ίδιες με αυτές που περιγράφονται αναλυτικά στο Κεφ. 4.3. Πιο συγκεκριμένα:

- Γραμμική στατική ανάλυση (Linear Analysis)
- Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση (Geometrically Non-Linear Analysis)
- Ίδιομορφική ανάλυση λυγισμού (Linear Buckling Analysis)
- Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες μετάθεσης και τοπικές ατέλειες (Geometrically Non-Linear Analysis – Sway & Bow Imperfection)
- Γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού (Geometrically Non-Linear Analysis - Imperfection in the shape of the critical elastic mode)

Το  $a_{cr}$  της συγκεκριμένης κατασκευής υπολογίστηκε μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού σε  $a_{cr}=4.88$ , όπως προκύπτει και από τον πίνακα στο Σχήμα 5.9.

Case/Mode	Critical coef.	Precision
5/ 1	4,88077e+00	7,18267e-05
5/ 2	5,43950e+00	8,77554e-05
5/ 3	5,78074e+00	1,53327e-04
5/ 4	6,46046e+00	2,03482e-04
5/ 5	7,56918e+00	3,50417e-04
5/ 6	8,24429e+00	1,63427e-04
5/ 7	8,30940e+00	2,72654e-04
5/ 8	1,02225e+01	8,40652e-04
5/ 9	1,04396e+01	4,81514e-04
5/ 10	1,06570e+01	3,30190e-04

**Σχήμα 5.9:** Συντελεστής επαύξησης φορτίου  $a_{cr}$  για ελαστική αστάθεια λυγισμού του φορέα

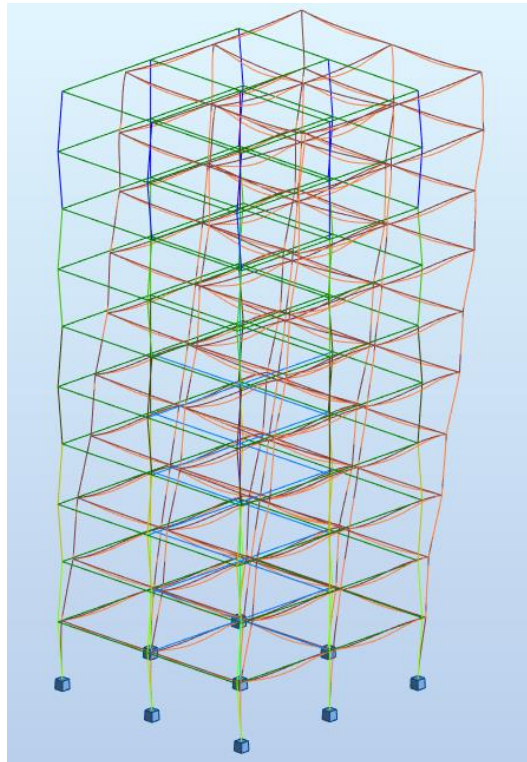


**Σχήμα 5.10:** Σχήμα 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για κατακόρυφα φορτία με  $a_{cr}=4.88$

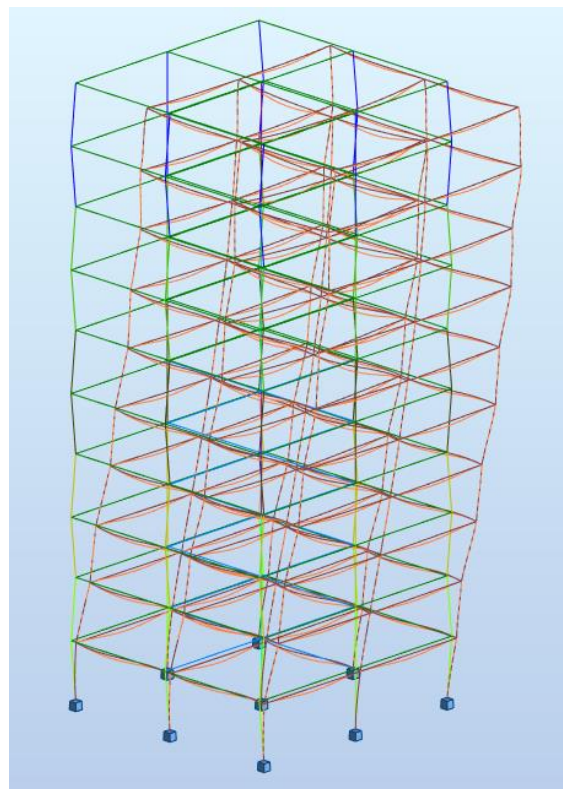
Στα Σχήματα 5.11 & 5.12, φαίνονται τα σχήματα της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για συνδυασμούς με πλευρικά φορτία ως προς μία κατεύθυνση κάθε φορά, από τα οποία θεωρείται η αρχική



ατέλεια για την μη γραμμική ανάλυση που περιγράφεται στην ΓΝΙΑ με ατέλειες στο σχήμα της κρίσιμης ελαστικής μορφής λυγισμού. Τέλος, τα αντίστοιχα  $a_{cr}$  που προκύπτουν για τον κάθε συνδυασμό αναγράφονται κάτω από κάθε σχήμα.



**Σχήμα 5.11:** Σχήμα 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για συνδυασμό ULSάνεμοςΧ με  $a_{cr}=5.20$



**Σχήμα 5.12:** Σχήμα 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής λυγισμού για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ με  $a_{cr}=5.29$

## Τύποι ελέγχων

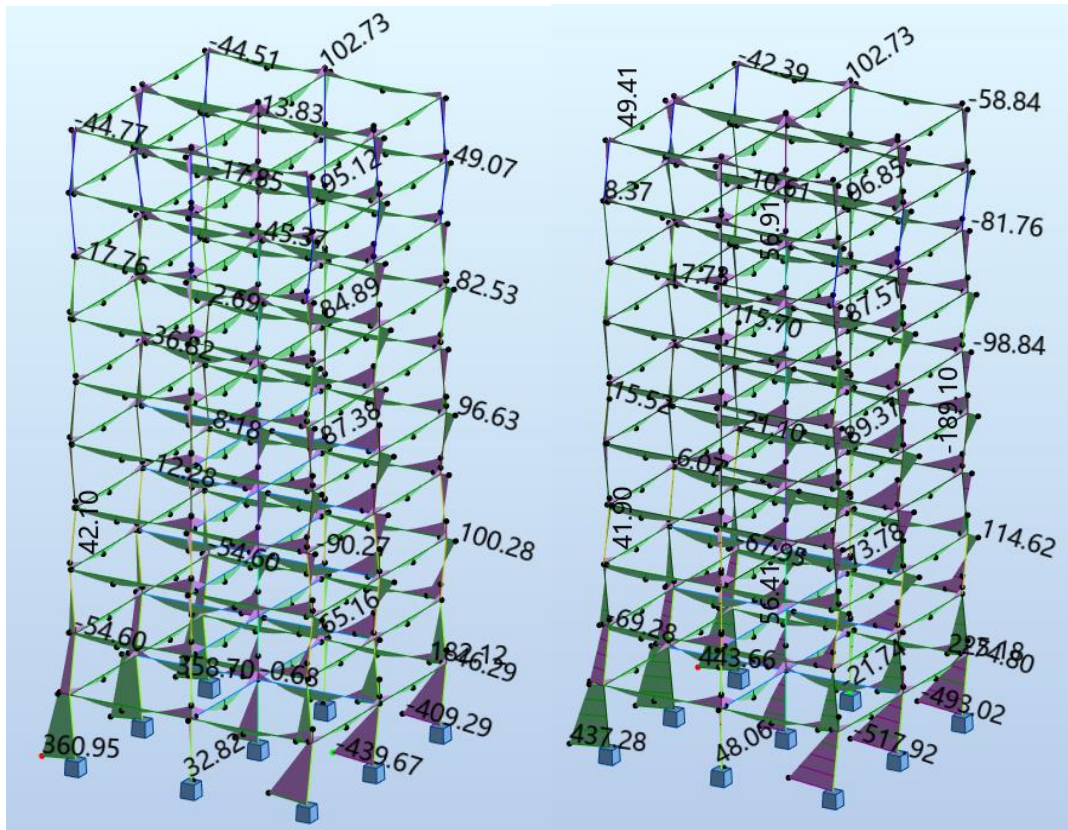
Οι έλεγχοι των μελών που πραγματοποιήθηκαν στα μέλη του φορέα ικανοποιούν όλα τα κριτήρια του Κεφ. 8.2 & 8.3 του EN 1993-1-1, αλλά οι δυσμενέστερες περιπτώσεις ελέγχων ήταν αυτές που παρουσιάζονται και στο Κεφ. 3.6. Οι παράμετροι που λήφθηκαν για τον υπολογισμό του μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων είναι ίδιοι με το Κεφ. 4.4 και παρουσιάζονται ενδεικτικά στο Σχήμα 5.13.

**Σχήμα 5.13:** Παράμετροι υπολογισμού μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων

## 5.4 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Τα κατακόρυφα φορτία που καταπονούν τα υποστυλώματα μειώνονται καθ' ύψος και έτσι οι απαιτούμενες διατομές στους υψηλότερους ορόφους είναι μικρότερες. Επιπλέον, από την παραλαβή πλευρικών φορτίων με την πλαισιακή λειτουργία, τα υποστυλώματα αναπτύσσουν ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις. Σε αυτό το υποκεφάλαιο, παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων κάθε φορά. Για να γίνει αντιληπτή η σύγκριση των διαφορετικών εντατικών μεγεθών μεταξύ των αναλύσεων (γραμμική-μη γραμμική με ατέλειες), εκτός από τα εντατικά μεγέθη στο σύνολο του φορέα, θα παρουσιάζονται ενδεικτικά και για μεμονωμένα υποστυλώματα.

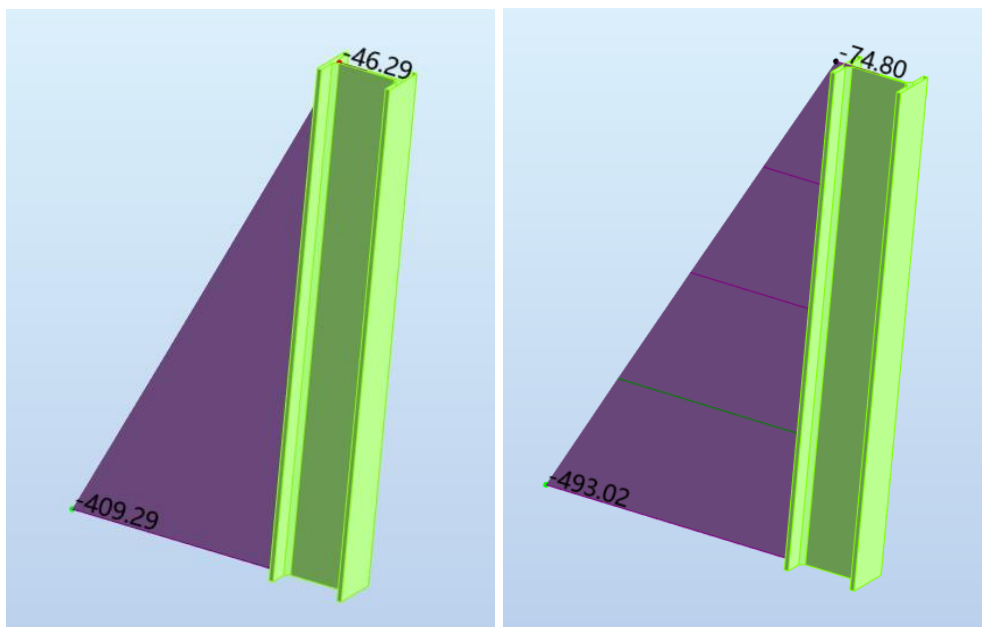
Στα παρακάτω σχήματα, φαίνονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης/αξονικών δυνάμεων/τεμνουσών δυνάμεων των υποστυλωμάτων και δοκών για τον συνδυασμό φόρτισης ULSάνεμοςΧ, τόσο με γραμμική ανάλυση, όσο και με γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες.



(a)

(b)

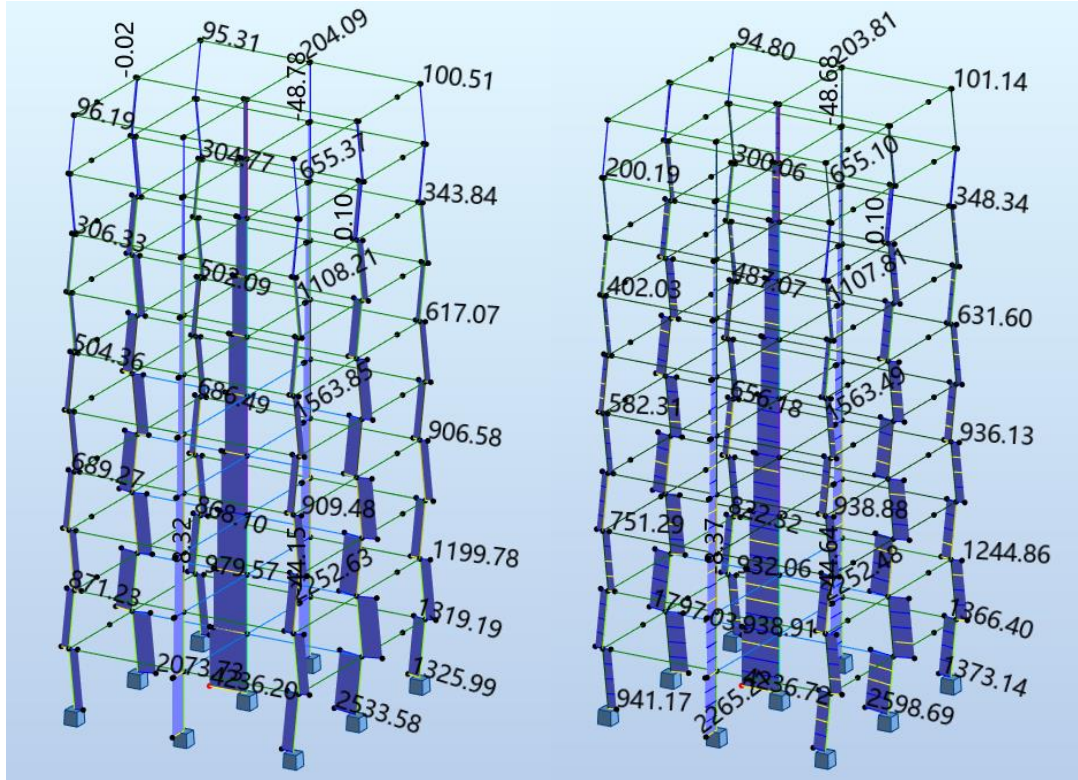
**Σχήμα 5.14:** (α) Διαγράμματα ροπών κάμψης για συνδυασμό ULS άνεμοσΧ με γραμμική ανάλυση, (β) Διαγράμματα ροπών κάμψης για συνδυασμό ULS άνεμοσΧ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



(a)

(b)

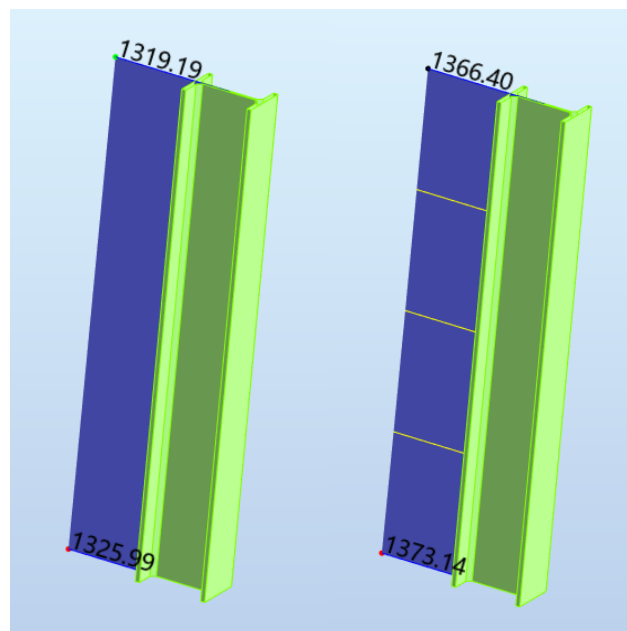
**Σχήμα 5.15:** (α) Διάγραμμα ροπών κάμψης του υποστ. 1 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμοσΧ με γραμμική ανάλυση, (β) Διάγραμμα ροπών κάμψης του υποστ. 1 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμοσΧ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



(a)

(b)

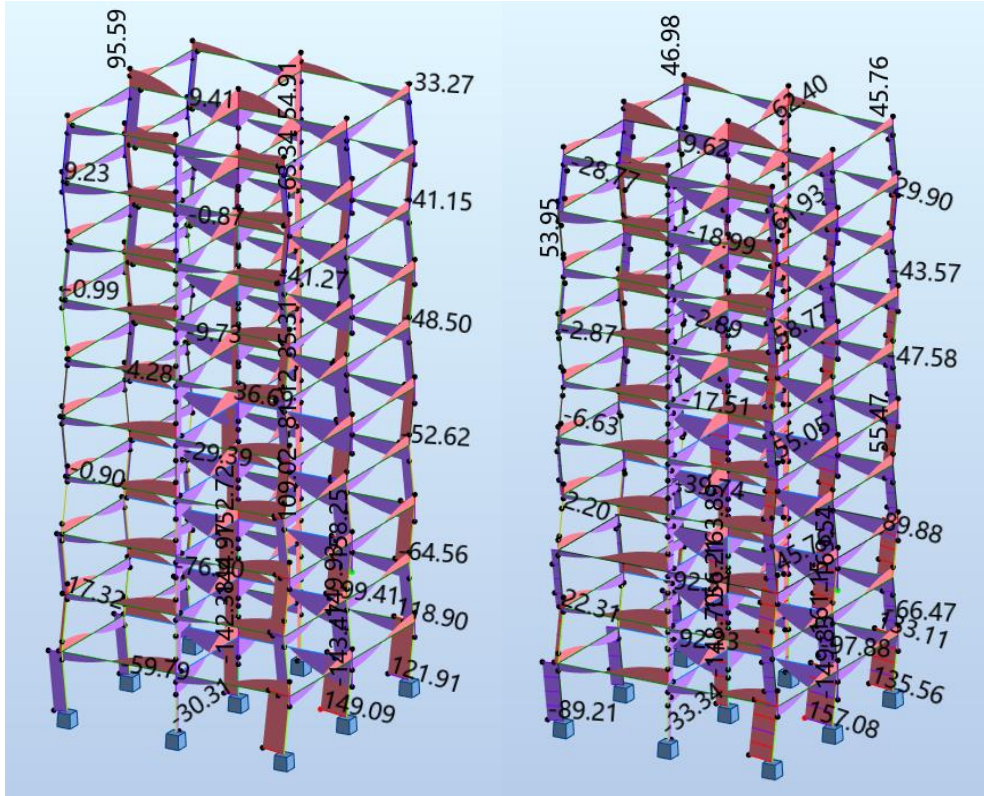
**Σχήμα 5.16:** (α) Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ με γραμμική ανάλυση, (β) Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ non linear με μη γραμμική ανάλυση με στέλειες



(a)

(b)

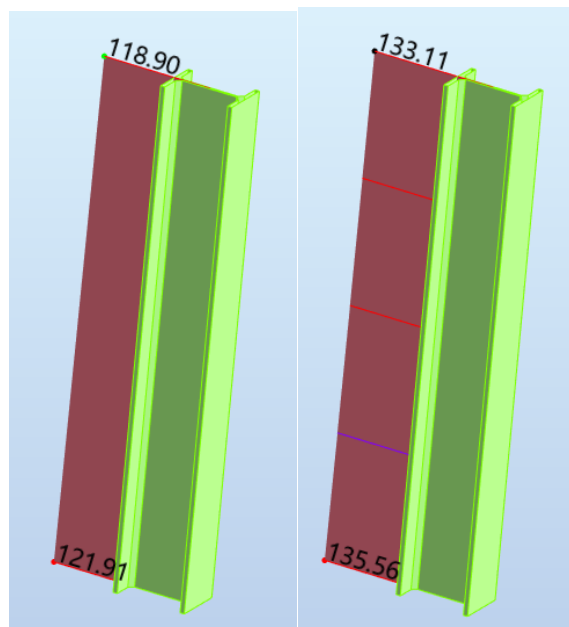
**Σχήμα 5.17:** (α) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του υποστ. 1 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμος Χ με γραμμική ανάλυση, (β) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του υποστ. 1 ισογείου για συνδυασμό ULS άνεμος Χ non linear με μη γραμμική ανάλυση με στέλειες



(a)

(b)

**Σχήμα 5.18:** (a) Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ με γραμμική ανάλυση, (b) Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



(a)

(b)

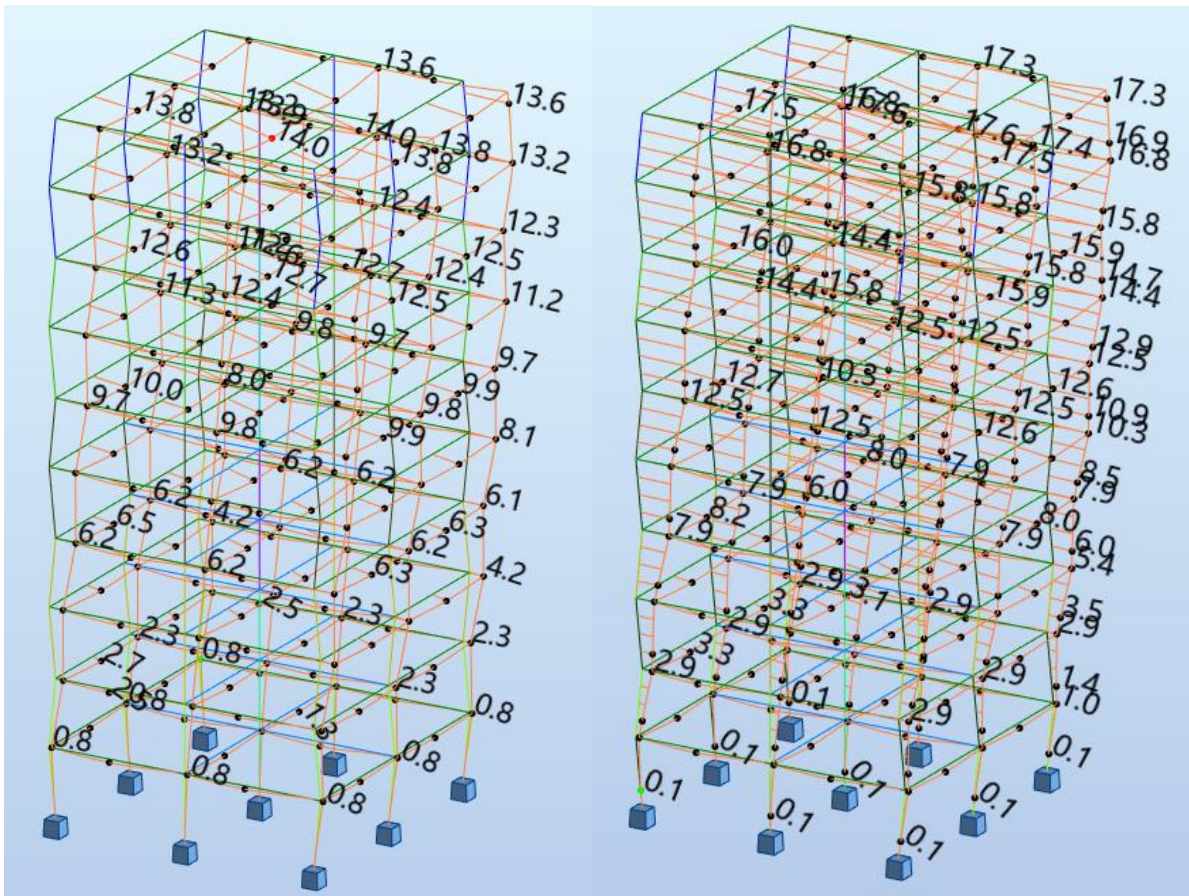
**Σχήμα 5.19:** (a) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων του υποστ. 1 ισόγειου για συνδυασμό ULS άνεμος Χ με γραμμική ανάλυση, (b) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων του υποστ. 1 ισόγειου για συνδυασμό ULS άνεμος Χ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες

Από τα παραπάνω διαγράμματα λοιπόν, προκύπτει ότι για γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες, οι ροπές κάμψης των υποστυλωμάτων στην βάση του κτιρίου έχουν μία αύξηση της τάξης του 20.5%.

## 5.5 Μετακινήσεις φορέα

Όπως έχει αναφερθεί, η ανάλυση 2<sup>ας</sup> τάξης λαμβάνει υπόψη την παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα. Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται οι πλευρικές μετακινήσεις από μη γραμμική ανάλυση P-Delta με καθολικές και τοπικές ατέλειες για δυσμενείς συνδυασμούς και ως προς τις δύο διευθύνσεις. Επιπλέον, παρουσιάζονται οι αντίστοιχες μετακινήσεις ενδεικτικά για ένα υποστύλωμα 10<sup>ου</sup> ορόφου και γίνεται και μία αριθμητική σύγκριση μεταξύ αυτών.

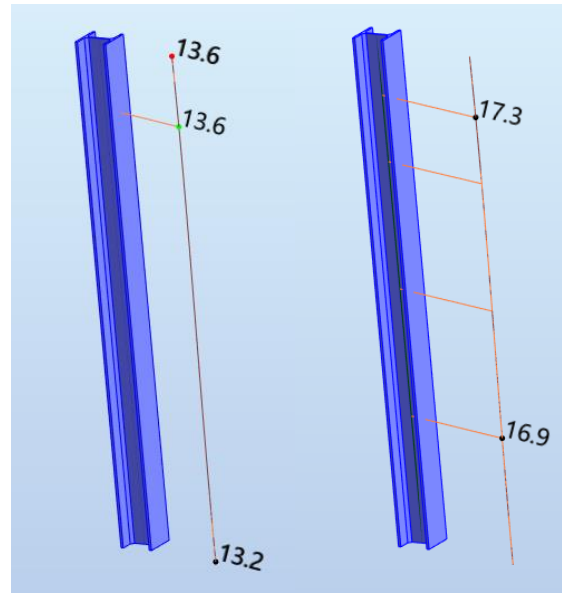
Οι μετακινήσεις στα παρακάτω σχήματα είναι σε cm και τα μεγέθη των σχημάτων δεν είναι σε ρεαλιστική κλίμακα, αλλά επαυξημένα για να φαίνονται ευκρινέστερα.



(a)

(b)

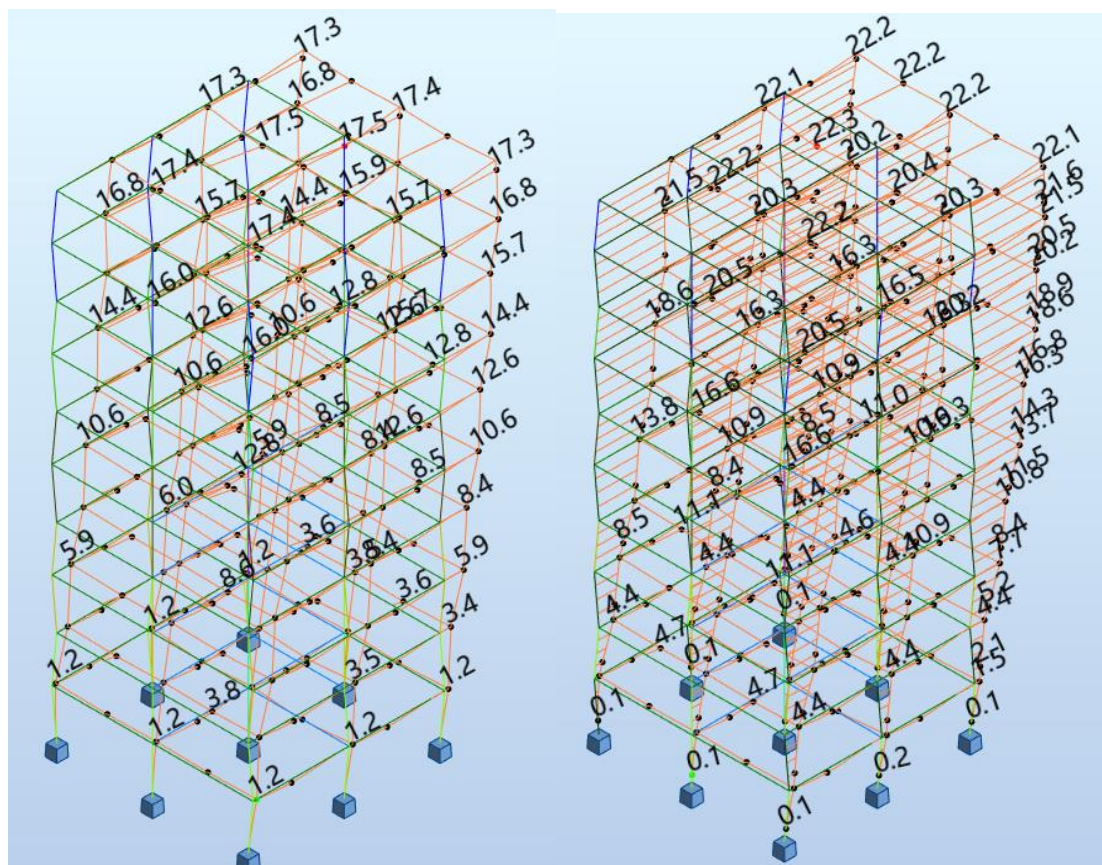
**Σχήμα 5.20:** (α) Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ με γραμμική ανάλυση, (β) Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULS άνεμος Χ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



(a)

(b)

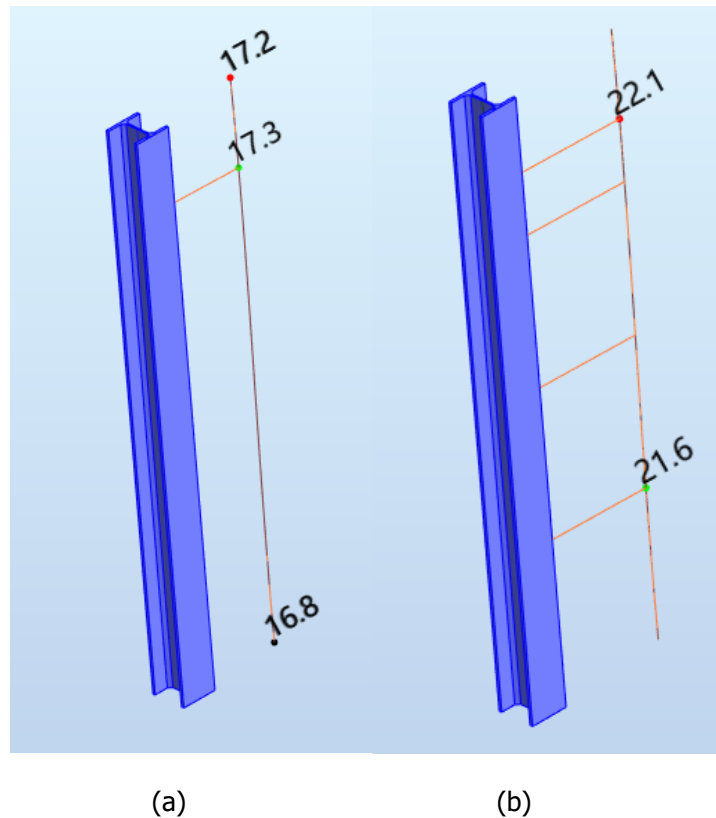
**Σχήμα 5.21:** (a) Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 178 10<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULS άνεμος Χ με γραμμική ανάλυση, (b) Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 178 10<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULS άνεμος Χ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



(a)

(b)

**Σχήμα 5.22:** (a) Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULS άνεμος Υ με γραμμική ανάλυση, (b) Διαγράμματα μετακινήσεων για συνδυασμό ULS άνεμος Υ non linear με μη γραμμική ανάλυση με ατέλειες



**Σχήμα 5.23:** (α)Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 178 10<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ με γραμμική ανάλυση, (β)Διάγραμμα μετακινήσεων υποστ. 178 10<sup>ου</sup> ορόφου για συνδυασμό ULSάνεμοςΥ non linear με μη γραμμική ανάλυση με στέλειες

Συνεπώς, από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι οι μετακινήσεις των ακραίων κόμβων της κορυφής του κτιρίου παρουσιάζουν αύξηση 28.4%.

## 5.6 Μετακίνηση κορυφής μέσω επαναληπτικής μεθόδου

Σε αυτό το Κεφάλαιο, δείχνονται μέσω πινάκων οι μετακινήσεις ενός κόμβου κορυφής του φορέα για την κάθε πρόσθετη επιβολή φορτίου σύμφωνα και με την επαναληπτική μέθοδο που ακολουθείται στην μη γραμμική ανάλυση. Επίσης, στους αντίστοιχους πίνακες παρουσιάζεται η απόκλιση από την γραμμικότητα κατά την αύξηση των μετακινήσεων του φορέα.



<b>Υποστύλωμα 178 - Κόμβος 83 Κορυφής</b>		<b>Απόκλιση από Γραμμικότητα (%)</b>
<b>Increment</b>	<b>Displacement X (cm)</b>	
0,05	0,7310	<b>0,00</b>
0,10	1,4740	<b>0,82</b>
0,15	2,2290	<b>1,64</b>
0,20	2,9970	<b>2,50</b>
0,25	3,7770	<b>3,34</b>
0,30	4,5710	<b>4,22</b>
0,35	5,3780	<b>5,10</b>
0,40	6,1990	<b>6,00</b>
0,45	7,0340	<b>6,92</b>
0,50	7,8840	<b>7,85</b>
0,55	8,7490	<b>8,80</b>
0,60	9,6290	<b>9,77</b>
0,65	10,5250	<b>10,75</b>
0,70	11,4380	<b>11,76</b>
0,75	12,3670	<b>12,79</b>
0,80	13,3140	<b>13,83</b>
0,85	14,2780	<b>14,89</b>
0,90	15,2610	<b>15,98</b>
0,95	16,2620	<b>17,09</b>
1,00	17,2830	<b>18,21</b>

**Σχήμα 5.24:** Πίνακας μετακινήσεων κόμβου 83 κατά X

<b>Υποστύλωμα 178 - Κόμβος 83 Κορυφής</b>		<b>Απόκλιση από Γραμμικότητα (%)</b>
<b>Increment</b>	<b>Displacement Y (cm)</b>	
0,05	0,9180	<b>0,00</b>
0,10	1,8520	<b>0,87</b>
0,15	2,8020	<b>1,74</b>
0,20	3,7700	<b>2,67</b>
0,25	4,7560	<b>3,62</b>
0,30	5,7600	<b>4,58</b>
0,35	6,7820	<b>5,54</b>
0,40	7,8240	<b>6,54</b>
0,45	8,8850	<b>7,54</b>
0,50	9,9670	<b>8,57</b>
0,55	11,0700	<b>9,63</b>
0,60	12,1950	<b>10,70</b>
0,65	13,3420	<b>11,80</b>
0,70	14,5120	<b>12,92</b>
0,75	15,7050	<b>14,05</b>
0,80	16,9240	<b>15,22</b>
0,85	18,1670	<b>16,41</b>
0,90	19,4370	<b>17,63</b>
0,95	20,7340	<b>18,87</b>
1,00	22,0590	<b>20,15</b>

**Σχήμα 5.25:** Πίνακας μετακινήσεων κόμβου 83 κατά Y

## 5.7 Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων και συγκρίσεις αποτελεσμάτων μεταξύ αναλύσεων

Σε αυτό το Κεφάλαιο, παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποια φύλλα αποτελεσμάτων σε ΟΚΑ για τα υποστυλώματα, όπως αυτά εξήχθησαν από το λογισμικό Robot Structural Analysis Professional. Επιπρόσθετα, δεδομένων και όλων των προηγούμενων παραμέτρων που αναφέρθηκαν, δείχνονται για κάθε είδος ανάλυσης συγκεντρωτικά οι βαθμοί αξιοποίησης για τρία υποστυλώματα σε κάθε όροφο – ένα εξωτερικό γωνιακό, ένα εξωτερικό ενδιάμεσο και ένα εξωτερικό ενδιάμεσο της άλλης πλευρά. Η κύρια σύγκριση αποτελεσμάτων κατευθύνεται κυρίως μεταξύ της γραμμικής στατικής ανάλυσης και της γεωμετρικά μη γραμμικής με καθολικές και τοπικές ατέλειες. Παρόλα αυτά, συγκρίνονται και άλλες αναλύσεις μεταξύ τους κυρίως για την εξαγωγή συμπερασμάτων. Στο τέλος κάθε υποκεφαλαίου αντίστοιχα, παρατίθενται κάποια συμπεράσματα για τις συγκρίσεις αυτών των αποτελεσμάτων.

### 5.7.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNIA(Sway & Bow)

Στον Πίνακα 5.1 φαίνονται τα αποτελέσματα μεταξύ των δύο αναλύσεων για διαφορετικούς ελέγχους κάθε φορά – έλεγχος σε επίπεδο μέλους για γραμμική ανάλυση, έλεγχος σε επίπεδο διατομής για μη γραμμική.

Εν γένει υπάρχει μια αυξητική τάση στους βαθμούς αξιοποίησης με την μη γραμμική ανάλυση, κάτι που δηλώνει ότι η ανάλυση 2<sup>ος</sup> τάξης λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας, καθώς αυξάνει τα ratio που ενδεχομένως να είχαν υποεκτιμηθεί από την γραμμική ανάλυση. Παρόλα αυτά, στον πίνακα παρατηρούνται και κάποιες τοπικές διακυμάνσεις προς τα κάτω, κυρίως στα ενδιάμεσα εξωτερικά υποστυλώματα που έχουν στραμμένο τον ισχυρό τους άξονα κατά την διεύθυνση Y και καταπονούνται από δυσμενέστερο συνδυασμό με φορά κατά την διεύθυνση X, δηλαδή εκτός του επιπέδου τους. Το τελευταίο ίσως συμβαίνει, λόγω της αλληλεπίδρασης όλων των μελών σε σύνθετες φορτίσεις και ως προς τις δύο κατευθύνσεις, κάτι που ενδεχομένως μπορεί να διαφοροποιεί την συμπεριφορά κάποιου μεμονωμένου μέλους για εκτός του επιπέδου του φορτίσεις.

Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο, ότι σύμφωνα με τον νέο Ευρωκώδικα όταν ικανοποιείται το  $a_{cr,sw} \geq 10$ , η αύξηση των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών που οφείλονται σε φαινόμενα δεύτερης τάξης από μετάθεση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 10% των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης. Το συγκεκριμένο κριτήριο δεν εφαρμόζεται σε αυτήν την περίπτωση, διότι το  $a_{cr}$  υπολογίστηκε στην τιμή 4.88.

**Πίνακας 5.1:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για LA-GNIA(Sway & Bow)

		Linear Analysis (Annex A)	Non Linear Analysis - M5 (Sway & Bow Imperfections)	
Μέλος	Διατομή	Member buckling verification	Cross-sectional verification	Σύγκριση (%)
181(10ος)	HEB200	0,56	0,59	<b>105,36</b>
185(10ος)	HEB200	0,34	0,44	<b>129,41</b>
192(10ος)	HEB200	0,57	0,63	<b>110,53</b>
180(9ος)	HEB200	0,52	0,57	<b>109,62</b>
184(9ος)	HEB200	0,37	0,45	<b>121,62</b>
189(9ος)	HEB200	0,57	0,60	<b>105,26</b>
137(8ος)	HEB260	0,46	0,51	<b>110,87</b>
141(8ος)	HEB260	0,33	0,36	<b>109,09</b>
148(8ος)	HEB260	0,53	0,63	<b>118,87</b>
136(7ος)	HEB260	0,47	0,54	<b>114,89</b>
140(7ος)	HEB260	0,23	0,25	<b>108,70</b>
145(7ος)	HEB260	0,64	0,67	<b>104,69</b>
93(6ος)	HEB300	0,40	0,46	<b>115,00</b>
97(6ος)	HEB300	0,32	0,39	<b>121,88</b>
104(6ος)	HEB300	0,54	0,66	<b>122,22</b>
92(5ος)	HEB300	0,49	0,56	<b>114,29</b>
96(5ος)	HEB300	0,36	0,42	<b>116,67</b>
101(5ος)	HEB300	0,65	0,69	<b>106,15</b>
49(4ος)	HEB400	0,41	0,43	<b>104,88</b>
53(4ος)	HEB400	0,32	0,32	<b>100,00</b>
60(4ος)	HEB400	0,55	0,60	<b>109,09</b>
8(3ος)	HEB400	0,47	0,52	<b>110,64</b>
52(3ος)	HEB400	0,36	0,40	<b>111,11</b>
57(3ος)	HEB400	0,62	0,60	<b>96,77</b>
5(2ος)	HEB450	0,57	0,67	<b>117,54</b>
10(2ος)	HEB450	0,41	0,41	<b>100,00</b>
20(2ος)	HEB450	0,63	0,55	<b>87,30</b>
4(1ος)	HEB450	0,60	0,72	<b>120,00</b>
9(1ος)	HEB450	0,88	0,59	<b>67,05</b>
17(1ος)	HEB450	0,67	0,77	<b>114,93</b>
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>109,5</b>

### 5.7.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων GNIA-GNIA(Sway & Bow)

Στον Πίνακα 5.2 φαίνονται τα αποτελέσματα μεταξύ των δύο ισοδύναμων μη γραμμικών αναλύσεων με ατέλειες. Ο Ευρωκώδικας σε αυτό το σημείο δεν δίνει κάποιο κριτήριο για την μέγιστη επιτρεπτή απόκλιση μεταξύ των δύο μεθόδων. Συνολικά, τα αποτελέσματα κυμαίνονται σε τιμές με μέσο όρο απόκλισης στο 8.1%. Άμεση επιρροή στα αποτελέσματα έχει ο τρόπος και το μέγεθος εφαρμογής των ισοδύναμων ατελειών καθολικής μετάθεσης του φορέα.

**Πίνακας 5.2:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για GNIA-GNIA(Sway & Bow)

Μέλος	Διατομή	Non Linear Analysis - M5 (Imperfections in the shape of the critical elastic mode)	Non Linear Analysis - M5 (Sway & Bow Imperfections)	Σύγκριση (%)
		Cross-sectional verification	Cross-sectional verification	
181(10ος)	HEB200	0,51	0,59	<b>115,69</b>
185(10ος)	HEB200	0,41	0,44	<b>107,32</b>
192(10ος)	HEB200	0,55	0,63	<b>114,55</b>
180(9ος)	HEB200	0,50	0,57	<b>114,00</b>
184(9ος)	HEB200	0,45	0,45	<b>100,00</b>
189(9ος)	HEB200	0,54	0,60	<b>111,11</b>
137(8ος)	HEB260	0,45	0,51	<b>113,33</b>
141(8ος)	HEB260	0,32	0,36	<b>112,50</b>
148(8ος)	HEB260	0,57	0,63	<b>110,53</b>
136(7ος)	HEB260	0,49	0,54	<b>110,20</b>
140(7ος)	HEB260	0,25	0,25	<b>100,00</b>
145(7ος)	HEB260	0,62	0,67	<b>108,06</b>
93(6ος)	HEB300	0,42	0,46	<b>109,52</b>
97(6ος)	HEB300	0,36	0,39	<b>108,33</b>
104(6ος)	HEB300	0,62	0,66	<b>106,45</b>
92(5ος)	HEB300	0,52	0,56	<b>107,69</b>
96(5ος)	HEB300	0,39	0,42	<b>107,69</b>
101(5ος)	HEB300	0,64	0,69	<b>107,81</b>
49(4ος)	HEB400	0,39	0,43	<b>110,26</b>
53(4ος)	HEB400	0,29	0,32	<b>110,34</b>
60(4ος)	HEB400	0,56	0,60	<b>107,14</b>
8(3ος)	HEB400	0,48	0,52	<b>108,33</b>
52(3ος)	HEB400	0,37	0,40	<b>108,11</b>
57(3ος)	HEB400	0,58	0,60	<b>103,45</b>
5(2ος)	HEB450	0,65	0,67	<b>103,08</b>
10(2ος)	HEB450	0,38	0,41	<b>107,89</b>
20(2ος)	HEB450	0,54	0,55	<b>101,85</b>
4(1ος)	HEB450	0,68	0,72	<b>105,88</b>
9(1ος)	HEB450	0,56	0,59	<b>105,36</b>
17(1ος)	HEB450	0,73	0,77	<b>105,48</b>
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>108,1</b>

### 5.7.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων LA-GNA

Η σύγκριση μεταξύ των δύο αναλύσεων δεν αποσκοπεί σε κάποια διαστασιολόγηση των μελών του φορέα, αλλά δείχνει την επιρροή της γεωμετρίας του φορέα σε φαινόμενα 2ας τάξης. Από τα αποτελέσματα συμπεραίνεται ότι τα υποστυλώματα των κατώτερων ορόφων επηρεάζονται αμεσότερα από τα φαινόμενα 2ας τάξης, κάτι που είναι απολύτως λογικό δεδομένων των αυξημένων εντατικών μεγεθών συσσωρευτικά από τους πάνω ορόφους. Το ποσοστό 3.5% κατά μέσο όρο δηλώνει ότι η γεωμετρία του φορέα δεν τον κάνει ιδιαίτερα επιρρεπή σε φαινόμενα 2ας τάξης(αλλά πιο επιρρεπή συγκριτικά με τον πρώτο φορέα), κάτι που είναι επίσης λογικό αν λάβουμε υπόψη την κανονικότητα της κατασκευής σε κάτοψη και όψη. Η ύπαρξη κεκλιμένων υποστυλωμάτων επηρεάζει την απόκριση του φορέα σε φαινόμενα 2ας τάξης, αλλά από μόνη της χωρίς την μη κανονικότητα γεωμετρίας σε κάτοψη/όψη δεν είναι αρκετή για να μεταβάλει σημαντικά τα αποτελέσματα.

**Πίνακας 5.3:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για LA-GNA

		Linear Analysis (Annex A)	Geometrically Non- Linear Analysis (Annex A)	
Μέλος	Διατομή	Member buckling verification	Member buckling verification	Σύγκριση (%)
181(10ος)	HEB200	0,56	0,56	<b>100,0</b>
185(10ος)	HEB200	0,34	0,34	<b>100,0</b>
192(10ος)	HEB200	0,57	0,57	<b>100,0</b>
180(9ος)	HEB200	0,52	0,53	<b>101,9</b>
184(9ος)	HEB200	0,37	0,38	<b>102,7</b>
189(9ος)	HEB200	0,57	0,58	<b>101,8</b>
137(8ος)	HEB260	0,46	0,48	<b>104,3</b>
141(8ος)	HEB260	0,33	0,33	<b>100,0</b>
148(8ος)	HEB260	0,53	0,55	<b>103,8</b>
136(7ος)	HEB260	0,47	0,49	<b>104,3</b>
140(7ος)	HEB260	0,23	0,25	<b>108,7</b>
145(7ος)	HEB260	0,64	0,65	<b>101,6</b>
93(6ος)	HEB300	0,40	0,41	<b>102,5</b>
97(6ος)	HEB300	0,32	0,33	<b>103,1</b>
104(6ος)	HEB300	0,54	0,57	<b>105,6</b>
92(5ος)	HEB300	0,49	0,50	<b>102,0</b>
96(5ος)	HEB300	0,36	0,37	<b>102,8</b>
101(5ος)	HEB300	0,65	0,67	<b>103,1</b>
49(4ος)	HEB400	0,41	0,42	<b>102,4</b>
53(4ος)	HEB400	0,32	0,33	<b>103,1</b>
60(4ος)	HEB400	0,55	0,57	<b>103,6</b>
8(3ος)	HEB400	0,47	0,49	<b>104,3</b>
52(3ος)	HEB400	0,36	0,38	<b>105,6</b>
57(3ος)	HEB400	0,62	0,64	<b>103,2</b>
5(2ος)	HEB450	0,57	0,60	<b>105,3</b>
10(2ος)	HEB450	0,41	0,43	<b>104,9</b>
20(2ος)	HEB450	0,63	0,65	<b>103,2</b>
4(1ος)	HEB450	0,60	0,64	<b>106,7</b>
9(1ος)	HEB450	0,88	0,92	<b>104,5</b>
17(1ος)	HEB450	0,67	0,73	<b>109,0</b>
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>103,5</b>

#### 5.7.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων LA(Annex A)-LA(Annex B)

Στον Πίνακα 5.4, παρουσιάζονται οι βαθμοί αξιοποίησης που προκύπτουν από γραμμικές αναλύσεις τόσο με την Μέθοδο 1(Παράρτημα Α), όσο και με την Μέθοδο 2(Παράρτημα Β). Οι διαφορές των δύο μεθόδων, που θεωρούνται όμως ισοδύναμες, εντοπίζονται στον υπολογισμό των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  από διαφορετικά παραρτήματα. Η μεγάλη απόκλιση μεταξύ των δύο, λόγω διαφορετικών  $k_{ij}$ , οδήγησε και σε χειρόγραφη επίλυση των συντελεστών αλληλεπίδρασης, όπου τα αποτελέσματα συγκλίνουν με αυτά της 1ης Μεθόδου(Παράρτημα Α).

Ύστερα, από διερεύνηση για την διαφοροποίηση των συντελεστών αλληλεπίδρασης, βρέθηκε ότι το λογισμικό για την Μέθοδο 2, λάμβανε αυτόματα τιμές  $C_{my}, C_{mz}=0$ . Συνεπώς υπήρχε μεγάλη αύξηση στις τιμές των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$ , που με την σειρά τους αυξήσανε τους βαθμούς αξιοποίησης των υποστυλωμάτων. Δυστυχώς, παρά την μεγάλη δυνατότητα για επεμβάσεις και παραμετροποίηση που δίνει το λογισμικό Robot στον χρήστη, δεν κατέστη δυνατό να παρακαμφθεί το συγκεκριμένο σημείο και να συγκριθούν τα αποτελέσματα επί ίσοις όροις. Κάτι τέτοιο, δυσχεραίνει την εξαγωγή αξιόπιστων αποτελεσμάτων.

**Πίνακας 5.4:** Βαθμοί αξιοποίησης υποστυλωμάτων για LA(Annex A)-LA(Annex B)

		Linear Analysis (Annex A)	Linear Analysis (Annex B)	
Μέλος	Διατομή	Member buckling verification	Member buckling verification	Σύγκριση (%)
181(10ος)	HEB200	0,56	0,63	112,5
185(10ος)	HEB200	0,34	0,52	152,9
192(10ος)	HEB200	0,57	0,66	115,8
180(9ος)	HEB200	0,52	0,63	121,2
184(9ος)	HEB200	0,37	0,58	156,8
189(9ος)	HEB200	0,57	0,75	131,6
137(8ος)	HEB260	0,46	0,71	154,3
141(8ος)	HEB260	0,33	0,51	154,5
148(8ος)	HEB260	0,53	0,71	134,0
136(7ος)	HEB260	0,47	0,60	127,7
140(7ος)	HEB260	0,23	0,29	126,1
145(7ος)	HEB260	0,64	0,87	135,9
93(6ος)	HEB300	0,40	0,45	112,5
97(6ος)	HEB300	0,32	0,43	134,4
104(6ος)	HEB300	0,54	0,79	146,3
92(5ος)	HEB300	0,49	0,55	112,2
96(5ος)	HEB300	0,36	0,47	130,6
101(5ος)	HEB300	0,65	0,93	143,1
49(4ος)	HEB400	0,41	0,44	107,3
53(4ος)	HEB400	0,32	0,40	125,0
60(4ος)	HEB400	0,55	0,79	143,6
8(3ος)	HEB400	0,47	0,52	110,6
52(3ος)	HEB400	0,36	0,46	127,8
57(3ος)	HEB400	0,62	0,89	143,5
5(2ος)	HEB450	0,57	0,81	142,1
10(2ος)	HEB450	0,41	0,54	131,7
20(2ος)	HEB450	0,63	0,86	136,5
4(1ος)	HEB450	0,60	0,68	113,3
9(1ος)	HEB450	0,88	1,06	120,5
17(1ος)	HEB450	0,67	0,75	111,9
			<b>Μέσος όρος:</b>	<b>130,5</b>

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

### 6.1 Συνολικά

Από την παραπάνω διερεύνηση προέκυψαν αρκετά σημαντικά συμπεράσματα, τα οποία στοχεύουν στην κατανόηση των μεθόδων ανάλυσης που εισάγει ο νέος Ευρωκώδικας 3. Τα αποτελέσματα της μελέτης και των δύο φορέων υποδηλώνουν το γεγονός ότι είναι αρκετά εύκαμπτοι και ευαίσθητοι σε παραμορφώσεις. Με τα δυσμενέστερα  $a_{cr}$  να ισούνται με 6.86 και 4.88, για τον οκταώροφο και τον δεκαώροφο φορέα αντίστοιχα, τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης δεν μπορούν να αμεληθούν και η διαστασιολόγηση τους πρέπει να πραγματοποιηθεί με τις επαυξημένες μετακινήσεις που επιβάλλει η γεωμετρικά μη γραμμική ανάλυση. Με την εφαρμογή γεωμετρικών ατελειών, τόσο σε καθολικό, όσο και σε τοπικό επίπεδο, επιτυγχάνεται η ακριβέστερη προσομοίωση των φορέων και η εξαγωγή πιο ρεαλιστικών εντατικών μεγεθών, απορρίπτοντας την θεωρητική τελειότητα από άποψη γεωμετρίας που υποτίθεται κατά την γραμμική ανάλυση των κατασκευών. Επιπλέον, οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των διαφορετικών αναλύσεων που διενεργήθηκαν στους φορείς δείχνουν την μεταξύ τους απόκλιση/σύγκλιση, δίνοντας έτσι την ευκαιρία για κατανόηση των ελέγχων σε επίπεδο διατομής και κατά πόσο αυτοί μπορούν να αντικαταστήσουν πλήρως τους συντελεστές ασφαλείας και τους ελέγχους σε επίπεδο μελών. Βάσει των αποτελεσμάτων που παρουσιάζονται στα Κεφ. 4.8 & 5.7, συμπεραίνεται ότι οι βαθμοί αξιοποίησης των υποστυλωμάτων αυξάνονται γενικά με την χρήση μη γραμμικής ανάλυσης με ατέλειες, κάτι που δηλώνει πιο ακριβή διαστασιολόγηση, καθώς αυξάνει τα ratio που ενδεχομένως να είχαν υποεκτιμηθεί από την γραμμική ανάλυση. Επίσης, τα αποτελέσματα μεταξύ των δύο ισοδύναμων μη γραμμικών αναλύσεων με ατέλειες GNIA-GNIA(Sway & Bow), κυμαίνονται σε ποσοστά απόκλισης από 3.9% για τον πρώτο φορέα έως 8.1% για τον δεύτερο. Σε αυτό το σημείο, ο Ευρωκώδικας δεν δίνει κάποια αποδεκτή τιμή αποκλίσεων μεταξύ των δύο αναλύσεων, κάτι που θα ήταν ιδιαίτερα χρήσιμο για τον χαρακτηρισμό της αξιοπιστίας ή μη μεταξύ των ισοδύναμων μεθόδων.

### 6.2 Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

Για πιο αξιόπιστα αποτελέσματα σχετικά με τα όρια αλλά και τις μεθόδους που θέτει ο Ευρωκώδικας 3, είναι απαραίτητο να εξεταστούν φορείς πλαισίων διαφορετικών διαστάσεων

και τύπων διατομών. Ενδεχομένως με μη κανονικότητα σε κάτοψη/όψη από άποψη γεωμετρίας, ώστε να δημιουργούνται στρεπτικές επιδράσεις και ακανόνιστες μετακινήσεις στα μεμονωμένα μέλη αλλά και στον φορέα συνολικότερα. Με αυτόν τον τρόπο θα είναι εφικτό να δημιουργηθεί ένα ευρύτερο και πιο ποικίλο φάσμα φορέων. Η εξέταση διαφορετικών κατασκευών όπου η γεωμετρία έχει πιθανώς περισσότερο σημαντική επίδραση σε αυτά κρίνεται αναγκαία. Για παράδειγμα, ένα τόξο μεγάλου ύψους ή ένας πλαισιακός φορέας που αποτελείται από περισσότερους ορόφους ή τα καλώδια μιας καλωδιωτής γέφυρας είναι σίγουρα κατασκευές που συνεπάγονται γεωμετρική μη γραμμικότητα. Συνεπώς, η προσθήκη αναλύσεων τέτοιων κατασκευών θα παρείχε αξιοπρεπή αποτελέσματα για κατανόηση και αξιολόγηση των μεθόδων που προτείνονται από τον νέο Ευρωκώδικα 3.



## 7 ΠΗΓΕΣ-ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Χαράλαμπος Ι. Γαντές, (2015). «Μη γραμμική συμπεριφορά των κατασκευών». Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ. (2014) : «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
6. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
7. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
8. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
9. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Νοέμβριος 2022.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Γαντές, Χ., Σημειώσεις μαθήματος "Μη γραμμική συμπεριφορά μεταλλικών κατασκευών», Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Ελλάδα, 2015.
12. Σκιαδόπουλος Α. (2016) Διπλωματική Εργασία «Σύγκριση Εναλλακτικών Μεθόδων Ανάλυσης και Σχεδιασμού Μεταλλικών Πλαισίων».

13. Μπαμπάτσικος Β. Μ. (2021) Διπλωματική Εργασία «Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός και Στατική Ανάλυση Ημικυκλικού Θολωτού Στεγάστρου».

