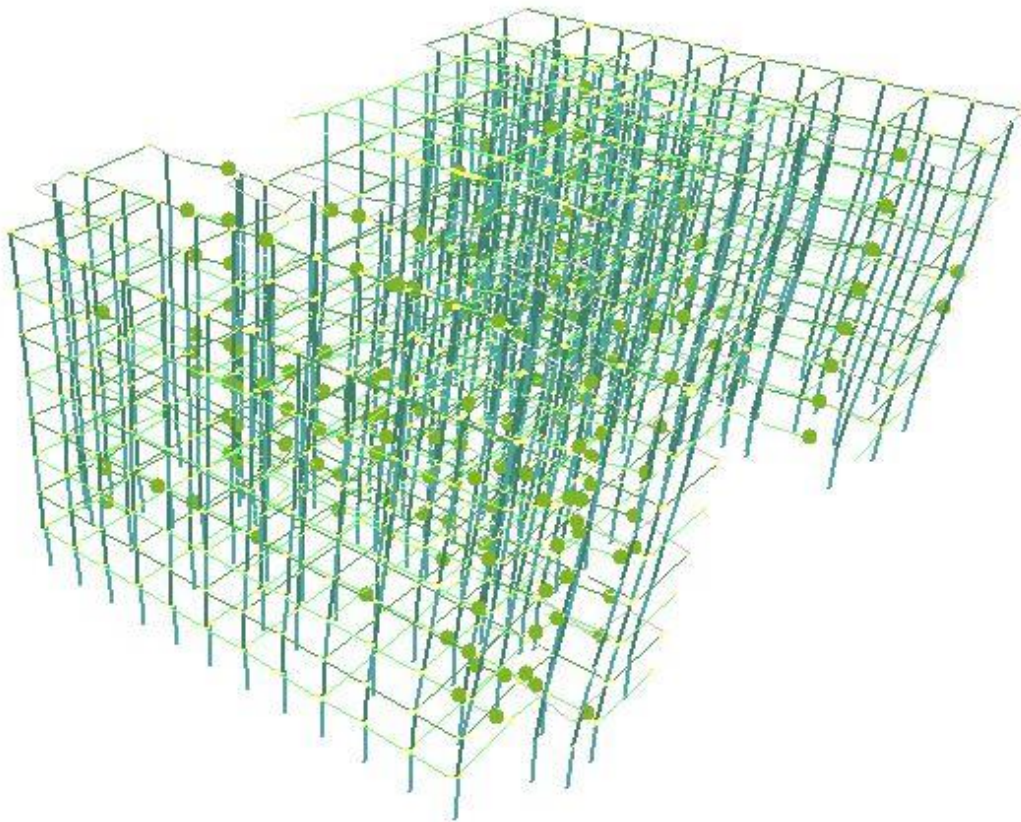




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΙΚΑ (οδ. Πειραιώς)



ΓΙΩΡΓΟΣ Κ. ΔΑΥΡΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
Κ. ΤΡΕΖΟΣ

Αθήνα, Μάρτιος 2017

Γιώργος Κ. Δαύρος (2017).
Παραμετρική διερεύνηση ενίσχυσης
του κτιρίου ΙΚΑ (οδ. Πειραιώς)
Τομέας Δομοστατικής
Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος
Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

George K. Davros (2017)
Parametric analysis of the retrofit
of IKA building (Peiraios str.)
Department of Structural Engineering
Laboratory of Reinforced Concrete
National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	7
ABSTRACT.....	8
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	9
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	10
2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	12
2.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	12
2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	12
2.3 ΔΡΑΣΕΙΣ.....	12
2.3.1 Στατικές δράσεις.....	12
2.3.2 Σεισμικές Δράσεις.....	13
2.4 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	13
2.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	14
2.6 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	15
2.7 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSH-OVER)	17
2.7.1 Παραδοχές.....	17
2.7.2 Προϋποθέσεις	18
2.8 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ.....	18
2.9 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ.....	19
2.10 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (CAPACITY CURVE).....	19
2.11 ΚΑΜΠΥΛΗ F-δ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ Η ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	20
2.12 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ.....	22
2.13 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ/ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	23
2.14 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ.....	25
3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ.....	27

3.1	ΓΕΝΙΚΑ	27
3.2	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΩΝ	27
3.2.1	<i>Κτίριο 1</i>	28
3.2.2	<i>Κτίριο 2</i>	31
3.2.3	<i>Κτίριο 3</i>	33
3.2.4	<i>Ομαδοποίηση διατομών κτιρίων 1,3</i>	36
4	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	38
4.1	ΓΕΝΙΚΑ	38
4.2	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ 1,3.....	39
4.3	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 2	41
4.4	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	44
4.5	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΤΙΡΙΩΝ	45
4.6	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Q / ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	45
4.7	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	46
4.8	ΟΠΛΙΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ 2.....	47
5	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΩΣΗΣ	48
5.1	ΓΕΝΙΚΑ	48
5.2	ΦΟΡΕΑΣ ΕΝΩΜΕΝΟΣ ΜΕ ΑΠΛΗ ΚΑΤΑΡΓΗΣΗ ΤΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΑΡΜΟΥ	48
5.2.1	<i>Ξυλότυπος απλής ένωσης</i>	49
5.2.2	<i>Επάρκεια υποστυλωμάτων των ξεχωριστών κτιρίων και των αντίστοιχων του ενωμένου φορέα</i>	51
5.2.3	<i>Ανεπάρκειες απλής ένωσης</i>	52
5.2.4	<i>Δυσκαμψία</i>	54
5.2.5	<i>Μεταβολή μάζας</i>	54
5.2.6	<i>Τιμές δεσποζουσών ιδοπεριόδων κατασκευής</i>	55
5.2.7	<i>Δεδομένα σεισμικής επίλυσης</i>	55

5.2.8	Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων.....	56
5.2.9	Μετακινήσεις.....	56
5.2.10	Στατικό σύστημα κτιρίου	57
5.3	ΕΝΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΑ ΤΟΙΧΕΙΑ	57
5.3.1	Περιγραφή πρότασης ενισχύσεων	57
5.3.2	Ξυλότυπος ένωσης με τοιχώματα	59
5.3.3	3D απεικόνιση απλής ένωσης	60
5.3.4	Διαδικασία διαστασιολόγησης.....	61
5.3.5	Απεικόνιση ανεπαρκειών ένωσης με τοιχεία.....	62
5.3.6	Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων	64
5.3.7	Ανεπάρκειες δοκών	65
5.3.8	Συγκεντρωτικές ανεπάρκειες μελών ένωσης με τοιχεία	65
5.3.9	Δυσκαμψία	66
5.3.10	Σύγκριση μεταβολής μάζας καθ' ύψος των δύο ενώσεων	67
5.3.11	Σύγκριση μεταβολής δυσκαμψίας των δύο ενώσεων.....	67
5.3.12	Τιμές δεσπόζουσων ιδιοπεριόδων κατασκευής.....	69
5.3.13	Σύγκριση δεδομένων σεισμικής επίλυσης των δύο ενώσεων	69
5.3.14	Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων.....	70
5.3.15	Μετακινήσεις ένωσης με τοιχεία	70
5.3.16	Στατικό σύστημα κτιρίου	71
6	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΞΕΧΩΡΙΣΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ	72
6.1	ΓΕΝΙΚΑ	72
6.2	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	72
6.3	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ Φ.Ι. ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ	73
6.3.1	Κτίρια 1,3	73
6.3.2	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης - ικανότητας κτιρίων 1,3.....	73

6.3.3	Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 1,3	74
6.3.4	Ανεπάρκειες ανάλυσης <i>Push-Over</i> κτιρίων 1,3	76
6.3.5	Αστοχία πρώτου μέλους κτιρίων 1,3 για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας	77
6.3.6	Κτίριο 2	83
6.3.7	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης - ικανότητας κτιρίου2	83
6.3.8	Καμπύλες ικανότητας κτιρίου 2	85
6.3.9	Επάρκεια μελών κτιρίου 2 ύστερα από την ανελαστική στατική 86	ανάλυση
6.3.10	Αστοχία πρώτου μέλους κτιρίου2 για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας	87
6.4	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	95
7	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΩΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	96
7.1	ΓΕΝΙΚΑ	96
7.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSH-OVER ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΕΝΩΜΕΝΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ.....	96
7.2.1	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης-ικανότητας	97
7.2.2	Καμπύλες ικανότητας φορέα	98
7.2.3	Αστοχία πρώτου μέλους ενωμένων φορέων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας	99
7.2.4	Ανεπάρκειες μελών ύστερα από την ανελαστική στατική ανάλυση ...	107
7.2.5	Συμπεράσματα	108
8	ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	110
8.1	ΓΕΝΙΚΑ	110
8.2	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΩΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	111
8.2.1	Αλλαγή διατομών κατά τη διαστασιολόγηση	111
8.2.2	Ξυλότυποι αυξημένων διατομών φορέα	113
8.3	ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	115

8.4	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΝΩΣΗΣ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΤΕΛΙΚΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	117
8.4.1	<i>Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης - ικανότητας.....</i>	<i>117</i>
8.4.2	<i>Καμπύλες ικανότητας.....</i>	<i>118</i>
8.4.3	<i>Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.....</i>	<i>119</i>
8.5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	127
9	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	128
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	131

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται παραμετρική ανάλυση των κτιρίων του περιφερειακού υποκαταστήματος ΙΚΑ-ΕΤΑΜ Αθηνών επί της οδού Πειραιώς, αρ. 64, σύμφωνα με τους ισχύοντες και τους παλαιούς κανονισμούς σχεδιασμού, καθώς και αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας αυτών βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αρχικά, έγινε διαστασιολόγηση και αποτίμηση Φ.Ι. των ξεχωριστών κτιρίων του συγκροτήματος. Οι παραμετρικές αναλύσεις που έγιναν κατά το σχεδιασμό των φορέων εξετάζουν την επίδραση στη διαστασιολόγηση που έχει η εφαρμογή διατάξεων διαφορετικών κανονισμών (EC2-EC8, ΒΔ'54) αλλά και τις ανεπάρκειες που προκύπτουν, τόσο κατά τη φάση της διαστασιολόγησης, όσο και κατά τη φάση της αποτίμησης (PUSH-OVER).

Σε επόμενο στάδιο μελετάται η πρόταση ενίσχυσης (ΕΑΚ 2000, ΕΚΩΣ 2000) που εφαρμόζεται για το παρόν κτιριακό συγκρότημα, όπως αυτή συντάχθηκε το Μάρτιο του 2006 πραγματοποιώντας ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ και αποτιμάται η επάρκειά της. Η πρόταση περιλαμβάνει την ένωση των τριών κτιρίων με αντισεισμικά τοιχώματα. Στη συνέχεια, διερευνάται η επίδραση του ανασχεδιασμού και της σύνδεσης των τριών κτιρίων χωρίς τοιχεία. Έπειτα, γίνεται σύγκριση των δύο διαφορετικών επιλύσεων. Στόχος της μελέτης είναι η διερεύνηση της συμβολής των τοιχωμάτων στη συμπεριφορά του συγκροτήματος. Τέλος, επισημαίνονται τυχόν ανεπάρκειες της προτεινόμενης μελέτης.

Η εργασία καταλήγει σε πρόταση περαιτέρω ενίσχυσης του φορέα, προκειμένου να επαρκεί κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ πραγματοποιείται και σύγκριση της τελικής πρότασης ενισχύσεων με αυτή της προτεινόμενης μελέτης.

ABSTRACT

The present diploma thesis deals with the parametrical analysis performed to the buildings of the regional branch of IKA, 64 Peiraios str. in accordance with current and old design standards and their evaluation of their seismic assessment according to G.RE.CO.

Initially the 3 individual buildings of the complex are designed and their load bearing capacity is analyzed. The parametric analysis, made during the design of the buildings, determines not only the effect of using different design codes (EC2-EC8, Royal decree '54), but also, the deficiencies occurring during both the phase of design and the phase of evaluation (PUSH-OVER).

The retrofit proposal (EAK 2000/ EKOS 2000), as created in March 2006, is, then, thoroughly revised. Furthermore, nonlinear static analysis (Push-Over) based in the provisions of G.RE.CO, is performed, in order to assess the adequacy of the building complex. The retrofit study includes the connection of the three individual buildings with seismic shear walls. Then, the buildings get designed and analyzed without the presence of seismic shear walls. Moreover, the two different connection methods are compared. The aim of this comparison is to investigate the contribution of the seismic shear walls on the complex behavior. Finally, the inadequacies of the proposed retrofit study, are presented.

This diploma study concludes with a proposal of further retrofits needed, as for the building to be sufficient, according to G.RE.CO. A comparison of the two retrofit proposals (current and proposed) is, as well, presented.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Κωνσταντίνο Τρέζο, επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, για το ενδιαφέρον αλλά και τη διαρκή καθοδήγησή του μέχρι το τέλος αυτής. Ακόμα περισσότερο για τις γνώσεις αλλά και τη βοήθεια που μου έδωσε.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την LH Λογισμική για την παροχή της εκπαιδευτικής άδειας του στατικού προγράμματος Fespa, πάνω στο οποίο βασίστηκε η παρούσα διπλωματική.

Ευχαριστώ όλους τους συντρόφους της Ανεξάρτητης Αριστερής Παρέμβασης. Το Φάνη, την Ελένη, το Δημήτρη και όλους όσους βρήκα όταν μπήκα στη σχολή και μου έδειξαν πως είναι να είσαι πρωταγωνιστής των εξελίξεων του συλλόγου αλλά και της κοινωνίας ευρύτερα. Αυτούς που πέρα από τις σπουδές, ζήσαμε μαζί τις πιο συνταρακτικές στιγμές που έχει ζήσει η ελληνική κοινωνία, τον Παναγιώτη, την Ευγενία, τη Χαρά, τη Σταθούλα και αρκετούς ακόμα. Τον Κώστα, τον Ευθύμη, τη Χριστίνα, την Αθηνά, την Έλενα και όλους τους επόμενους που μου δίνουν διαρκώς την ελπίδα και την πεποίθηση ότι θα ζήσουν και θα δημιουργήσουν ακόμα πιο λαμπρές και νικηφόρες στιγμές.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στο Μάριο που χωρίς τη στήριξη και τη βοήθειά του τα τελευταία δύο χρόνια, δεν θα μπορούσα να φανταστώ την ολοκλήρωση των σπουδών μου. Στην Ελίνα, στους δύο Κώστηδες, το Βασίλη, το Γιάννη, το Νίκο, τον Ανδρέα που έκαναν όλη αυτή την προσπάθεια να φαίνεται πολύ πιο εύκολη και όμορφη.

Οφείλω, τέλος, να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την αμέριστη συμπαράσταση που μου έδωσαν όλα αυτά τα χρόνια.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την παραμετρική ανάλυση του κτιριακού συγκροτήματος του ΙΚΑ επί της οδού Πειραιώς, το οποίο αποτελείται από τρία ανεξάρτητα κτίρια που χωρίζονται με αντισεισμικό αρμό και είναι χτισμένα το 1955, κατά το ΒΔ54. Κάθε κτίριο διαστασιολογείται κατά τους ισχύοντες κανονισμούς, αλλά και το ΒΔ54, εντοπίζονται οι ανεπάρκειες και γίνεται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου κτιρίου. Ακολουθεί κατάργηση του αντισεισμικού αρμού (απλή ένωση κτιρίων) και γίνεται διαστασιολόγηση, εντοπισμός ανεπαρκειών (μη οπλισμένα μέλη) και αποτίμηση της Φ.Ι. του ενιαίου φορέα. Σε επόμενο βήμα μελετάται η πρόταση ενίσχυσης-ένωσης των κτιρίων με προσθήκη αντισεισμικών τοιχείων, καθώς και οι ανεπάρκειες κατά τη φάση της διαστασιολόγησης και της αποτίμησης. Τέλος, με βάση τα αποτελέσματα, προτείνονται ενισχύσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε τυχόν ανεπάρκειες. Η όλη μελέτη πραγματοποιήθηκε με βάση τους ακόλουθους κανονισμούς:

Βασιλικό διάταγμα '54

Αντισεισμικός κανονισμός '59

Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές

Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα

Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

1.2 ΠΟΡΕΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Για την εκπόνηση της διπλωματικής ακολουθήθηκε η εξής πορεία εργασίας:

1. Ομαδοποίηση των διατομών των κτιρίων I, III, εξαιτίας του μεγάλου όγκου της κατασκευής, επομένως και των μελών προς μελέτη και κατασκευή πρότυπου κτιρίου, το οποίο θα ενωθεί με το κτίριο II και από τις δύο πλευρές.
2. Διαστασιολόγηση των κτιρίων I,II κατά EC και ΒΔ54 και σύγκριση ανεπαρκειών/αποτελεσμάτων των δύο κανονισμών.
3. Αποτίμηση Φ.Ι. των κτιρίων και σύγκριση των δύο ανωτέρω τρόπων όπλισης

4. Κατάργηση αντισεισμικού αρμού κτιρίων, ένωση απλή (χωρίς τοιχεία), διαστασιολόγηση κατά EC και αποτίμηση Φ.Ι.
5. Διαστασιολόγηση και αποτίμηση μελέτης ενίσχυσης/ένωσης των κτιρίων (με τοιχεία), όπως αυτή προτάθηκε από την ανάδοχο εταιρεία.
6. Προτάσεις ενισχύσεων με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα.

2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Θα παρουσιαστούν λεπτομέρειες ως προς τη λειτουργία του προγράμματος αλλά και βασικοί έλεγχοι που χρησιμοποιήθηκαν στην υπάρχουσα διπλωματική.

2.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Στους ελέγχους σε ΟΚΑ, περιλαμβάνονται οι έλεγχοι των κρίσιμων διατομών έναντι ορθών εντατικών μεγεθών, δηλαδή ροπών κάμψης και/ή αξονικής δύναμης, και έναντι διατμητικών καταπονήσεων, δηλαδή τέμνουσα, στρέψη, διάτρηση και συνάφειας.

2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Πρόκειται για οριακή κατάσταση που αφορά τη λειτουργία του φορέα ή του μέλους υπό τα οιονεί μόνιμα φορτία. Στην ΟΚΛ εντάσσονται οι έλεγχοι εφελκυστικών τάσεων χάλυβα και θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος, ο έλεγχος ρηγμάτωσης και ο έλεγχος παραμορφώσεων. Όσον αφορά τις τάσεις σκυροδέματος, χάλυβα στις αναλύσεις, γίνεται παραδοχή τριγωνικής κατανομής τάσεων και οι επιτρεπόμενες τιμές τάσεων λαμβάνονται για το σκυρόδεμα $\sigma_{c,επ} = 0,6f_{ck}$ και για το χάλυβα $\sigma_{s,επ} = 0,8f_{yk}$.

2.3 ΔΡΑΣΕΙΣ

2.3.1 Στατικές δράσεις

Οι συνδυασμοί δράσεων για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC056.4.3.2), υπό στατικά φορτία είναι οι ακόλουθοι:

$$\begin{aligned} & \gamma_G G + \gamma_{Q_1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q_i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ & \xi \gamma_G G + \gamma_{Q_1} Q_{k,1} + \gamma_{Q_i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{aligned}$$

Στους ελέγχους της ΟΚΑ, οι συντελεστές γ_G για τα μόνιμα και γ_Q κινητά φορτία λαμβάνονται 1,35 και 1,50 αντιστοίχως και ο συντελεστής ξ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα λαμβάνεται $\xi = 0,85$ (παρόλο που παράγει δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη).

2.3.2 Σεισμικές Δράσεις

Η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης, υπολογίζεται από το συνδυασμό των αποτελεσμάτων των δράσεων στις δύο κύριες διευθύνσεις E_{Edy} και E_{Edx} , είτε με χωρική επαλληλία σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$A_{Ed} = \sqrt{E_{Ed,x}^2 + E_{Ed,y}^2}$$

Είτε ως ο δυσμενέστερος από τους παρακάτω συνδυασμούς:

$$A_{Ed} = E_{Ed,x} + 0,3E_{Ed,y}$$

$$A_{Ed} = E_{Ed,y} + 0,3E_{Ed,x}$$

Η διαστασιολόγηση πραγματοποιείται στους φορείς αφού ληφθεί τυχηματική εκκεντρότητα e_{ai} ίση με το 5% της διάστασης του ορόφου L_i (EC8 §4.3.2).

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i$$

Επομένως παράγονται τέσσερις φορείς με μετατόπιση μάζας κατά $\pm X$ και $\pm Z$

2.4 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η κατασκευή νοείται ως σύνθεση από διακριτά στοιχεία καθένα από τα οποία εξαναγκάζεται σε συγκεκριμένη μορφή παραμόρφωσης, που πρέπει να ικανοποιεί την ισορροπία δυνάμεων και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στους κόμβους. Για την πλήρη ανάλυση του δομήματος είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του καθολικού μητρώου ακαμψίας $[K]$ της κατασκευής, όσο και των μητρώων των φορτίων $[R]$ και των μαζών $[M]$. Εδώ σημειώνεται ότι οι εξωτερικές φορτίσεις εξομοιώνονται με συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους της κατασκευής. Το μητρώο ακαμψίας συσχετίζει τα φορτία αυτά με τις παραμορφώσεις μέσω της εξίσωσης:

$$K \bullet U = R$$

όπου: U , το διάνυσμα των παραμορφώσεων

Κ, το μητρώο ακαμψίας ή δυσκαμψίας

Το μητρώο Κ είναι θετικά ορισμένο και προκύπτει από συστηματική άθροιση των στοιχείων ακαμψίας των μελών της κατασκευής.

2.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Συνοπτικά η δυναμική φασματική μέθοδος ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός-επιλογή φάσματος σχεδιασμού, που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, τον εδαφικό τύπο κλπ.
2. Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος.
3. Υπολογισμός του μητρώου ακαμψίας [K].
4. Υπολογισμός του μητρώου μάζας [M].
5. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων T_i και των αντίστοιχων ιδιομορφών. Για δυναμική ανάλυση με μετατόπιση μαζών η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε έναν από τους τέσσερις φορείς, οι οποίοι προκύπτουν από τη μετάθεση του κέντρου μάζας κατά την τυχατική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z).
6. Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
 - a. Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i , ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης $S_d(T)$.
 - b. Με βάση τα $S_d(T)$ υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
 - c. Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
7. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CGC).
8. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο (ή τις τρεις) συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης (μέθοδος τετραγωνικής επαλληλίας SRSS).
9. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (έλλειψη Gupta).
10. Έλεγχος δυστρεψίας και κανονικότητας σε κάτοψη του δομήματος βάσει των ποσοτικών κριτηρίων των σχέσεων του Ευρωκώδικα 8.

11. Υπολογισμός επιπρόσθετου κριτηρίου δυστρεψίας, βάσει του οποίου ελέγχεται εάν οι δύο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές.
12. Υπολογισμός πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu\phi$ για τις δύο σεισμικές διευθύνσεις (κτίρια από σκυρόδεμα).
13. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή:
 - a. Ανθεκτική κατασκευή: Διαστασιολόγηση μελών ώστε να τηρείται η συνθήκη αντοχής $E_d < R_d$.
 - b. Πλάστιμη κατασκευή: Εξασφάλιση ολικής και τοπικής πλαστιμότητας. Τα δομικά μέλη διαστασιολογούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής. Σε πλαίσιακά δομήματα εξασφαλίζεται ότι η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο θα είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Εξασφαλίζεται ακόμη, η τοπική πλαστιμότητα σε θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων.
14. Όταν κρίνεται αναγκαίο ή σκόπιμο πραγματοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) ώστε να ελεγχθούν οι πλαστικοί μηχανισμοί, η ακολουθία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων και τα περιθώρια του λόγου υπεραντοχής au/a_1 .

2.6 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης, η οποία καθορίζεται από την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται στο φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που

συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Για το μη φέροντα οργανισμό υπάρχει αντίστοιχη διάταξη στον EC8.3.

Περίοδος T (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης P στα 50 έτη	$\sigma_d/\sigma_{GR} =$ (T/475) ^{1/k}	Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού			
			Περιορισμός βλαβών (DL) Άμεση χρήση [A]	Σημαντικές βλάβες (SD) Προστασία ζωής [B]	Οιονεί κατάρ. (NC) Αποφυγή κατάρ. [Γ]	
975	5%	>1.00	A0	B0	Γ0	
Πιν. 2.1 KAN.ΕΠΕ	475	10%	1.00	A1	B1	Γ1
	72	50%	<1.00	A2	B2	Γ2
31	80%	<<1.00	A3	B3	Γ3	
Κριτήρια αποδοχής (ελέγχου επιτελεστικότητας)			$\theta \leq \theta_y$	$\theta \leq$ ($\theta_y + \theta_u$)/2 - γ_{Rd}	$\theta \leq \theta_u/\gamma_{Rd}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd}$	
← Αύξηση απαιτήσεων στα μέλη						

Πιν.2.1 Στόχοι αποτίμησης βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Πρόταση επιτροπής ΚΑΝ.ΕΠΕ. για στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού	Πιθανοί συνδυασμοί στόχων	απαιτήση
I	A1, A2, B1, B2, Γ1, Γ2	Γ2 (μόνο για σπ. I)	πολύ χαμηλή
		B2+Γ1	Ελάχιστη
		A3+B2+Γ1	Συνιστώμενη
II	A1, A2, B1, B2, Γ1	A2+B1+Γ0	Μέση
		A1	υψηλή
		B1+Γ0	Χαμηλή
III & IV	A1, A2, B1	A2+B1	Ελάχιστη
		A2+B1+Γ0	Συνιστώμενη
		A1	υψηλή
		B1+Γ0	Χαμηλή

Πιν.2.2 Ελάχιστοι στόχοι αποτίμησης βάσει της κατηγορίας σπουδαιότητας

2.7 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSH-OVER)

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Για κατ' εξοχήν πλαστικά στοιχεία, οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού.

2.7.1 Παραδοχές

- a. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων
- b. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του (βλ. και ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2, 5.7.4.2). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- c. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου
- d. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_t) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα

μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου

- e. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως π.χ. η μέθοδος των συντελεστών.

2.7.2 Προϋποθέσεις

- a. Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ.
- b. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.
- c. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (σύμφωνα με την §5.6, ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου). Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

2.8 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

- a. «Περιορισμένες βλάβες» (A): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- b. «Σημαντικές βλάβες» (B): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

- c. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης

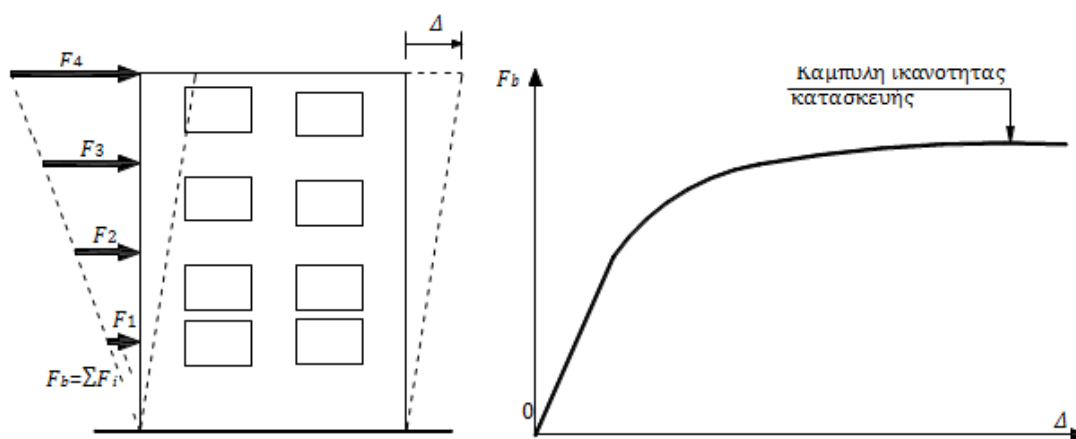
2.9 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Προτού πραγματοποιηθεί οποιαδήποτε ανάλυση φέρουσας ικανότητας ή επέμβαση, είναι απαραίτητο να διερευνηθεί και να τεκμηριωθεί το υφιστάμενο δόμημα επαρκώς και σε βάθος, με σκοπό να καταστούν όσο δυνατόν πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης. Καθορίζονται Σ.Α.Δ. (υψηλή, ικανοποιητική, ανεκτή) τόσο για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών όσο και για τα γεωμετρικά στοιχεία του δομήματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ §3.6.2., EC8-3 §3.3.1.). Για κάθε στάθμη αξιοπιστίας (ή επίπεδο γνώσης), επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας (συντελεστές εμπιστοσύνης). Η αξιοπιστία των δεδομένων επιδρά και στην επιλογή της μεθόδου ανάλυσης, δεδομένου ότι για τις ανελαστικές αναλύσεις συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον Ικανοποιητική (ή Κανονική Γνώση), καθώς μπορεί να αποδειχθεί ευαίσθητη στη διακύμανση των αποτελεσμάτων. Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας καθώς έχει γίνει αποτύπωση του υφισταμένου κτιρίου, αλλά και εξαγωγή δειγμάτων και μετρήσεων επί τόπου.

2.10 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (CAPACITY CURVE)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης dr ενός σημείου αναφοράς (σε κτίρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση Δ του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου F_b (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ. 2.1). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να

χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα.

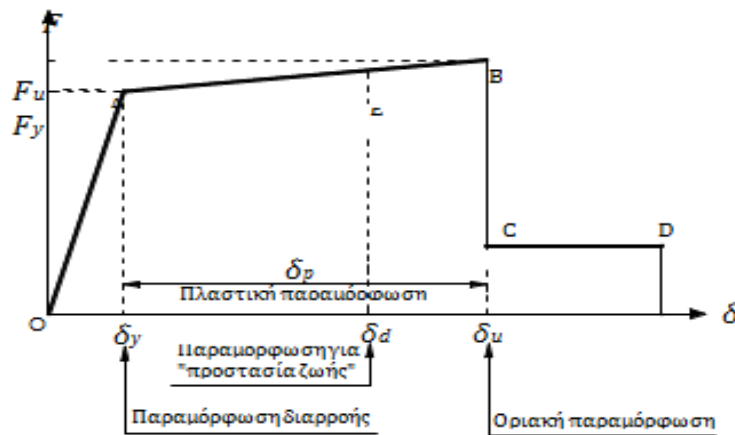


Σχ. 2.1 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας ενός κτιρίου

2.11 ΚΑΜΠΥΛΗ F-Δ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ Η ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (βλ. Σχ. 2.2). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου με μήκος ίσο με το διατμητικό μήκος LV, δηλαδή, $\theta = \delta V/LV$,

όπου $L\dot{V} = M/V$ ($M =$ ροπή στο άκρον υπό διαρροή, $V =$ τέμνουσα) και δV είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



Σχ. 2.2 Καμπύλη F- δ

Τμήμα OA: Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής.

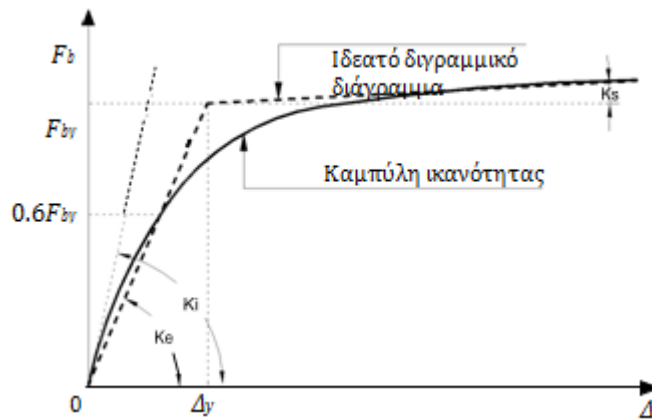
Τμήμα AB: Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας δ_u που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων.

Τμήμα CD: Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

2.12 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ

1) Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη ικανότητας.

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται κατ' αρχήν η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε διγραμμικό διάγραμμα.



Σχ. 2.3 Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης ικανότητας.

Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος, για δεδομένη δυσκαμψία K_s (κατά την κρίση του μηχανικού) και θεωρώντας ως μέγιστη μετακίνηση το σημείο που η καμπύλη ικανότητας έχει γίνει περίπου οριζόντια. Ορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία K_e από την ευθεία που ενώνει την αρχή των

αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής F_{by} . Επειδή αυτή η τιμή δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων απαιτούνται κάποιες δοκιμές. Έτσι ορίζεται και η τέμνουσα διαρροής F_{by} ως το σημείο τομής των ευθειών με κλίση K_e και K_s που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

2) Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_e :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

3) Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης Δ_t από τη σχέση:

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_\alpha \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_t του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

C_1 : Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού.

C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως.

2.13 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ/ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως «ελαστικό φάσμα απόκρισης». Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού». Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής αυτός είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκριση του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Τα κτίρια από Ω.Σ. κατατάσσονται σε μία από τις παρακάτω κατηγορίες με βάση το στατικό τους σύστημα. Στον ορισμό κάθε κατηγορίας, ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «διατμητική σεισμική δύναμη». Δηλαδή, ο προσδιορισμός της κατηγορίας ενός κτιρίου επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία του κατωτέρου ορόφου (βάση) αντί της αντίστοιχης διατμητικής τους αντοχής. Η κατάταξη ενός κτιρίου μπορεί να είναι διαφορετική στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, εκτός από τις περιπτώσεις στρεπτικά ευκάμπτων κτιρίων και συστημάτων ανεστραμμένου εκκρεμούς, όπου η κατάταξη είναι ενιαία για όλες τις διευθύνσεις.

Χαρακτηρισμός	Επεξήγηση
Τοιχωματικό σύστημα	Στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Πλαισιωτό σύστημα	Στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι $\geq 65\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα (γενικά)	Τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως πλαισιωτό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα πλαίσια έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Διπλό σύστημα που συμπεριφέρεται ως τοιχωματικό	Διπλό στατικό σύστημα, στο οποίο τα τοιχώματα έχουν συνολική διατμητική αντοχή στη βάση $\geq 50\%$ της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.
Σύστημα με μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	Τοιχωματικό σύστημα με τις παρακάτω πρόσθετες προϋποθέσεις: i. Τουλάχιστον δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στην υπόψη διεύθυνση, τα οποία παραλαμβάνουν τουλάχιστον το 20% των φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού. ii. Θεμελώδης ιδιοπερίοδος στην υπόψη διεύθυνση ≤ 0.5 sec (με θεώρηση πάκτωσης στη βάση).
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	Διπλό ή τοιχωματικό σύστημα χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση, δηλ. δεν ικανοποιείται η σχέση: $r_x \geq \ell_x$ ή $r_y \geq \ell_y$.
Σύστημα ανεστραμένου εκκρεμούς	Σύστημα στο οποίο μάζα μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής είναι συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους. Δεν υπάγονται σε αυτή την κατηγορία μονώροφα με $v_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.

2.14 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ

Η αξιοπιστία ενός κτιρίου καθορίζεται από τις Εθνικές Αρχές για τους διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων πολιτικού μηχανικού βάσει των συνεπειών της αστοχίας. Διαφοροποίηση της αξιοπιστίας επιτυγχάνεται μέσω της ταξινόμησης των

κατασκευών σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας. Τα κτίρια ταξινομούνται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης τους σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Σε κάθε κατηγορία καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η σεισμική δράση αναφοράς ή εφόσον χρησιμοποιείται γραμμική ανάλυση το αντίστοιχο εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση. Η κατασκευή που μελετάται στην παρούσα διπλωματική ανήκει στην κατηγορία III (κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική), με συντελεστή σπουδαιότητας ίσο με 1,20. Στον πίνακα 2.1 παρουσιάζονται οι διάφορες κατηγορίες σπουδαιότητας, με τους αντίστοιχους συντελεστές.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	ΚΤΙΡΙΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτίρια	0,8
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1,0
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης	1,2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για τη προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία	1,4

Πιν 2.1 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων και συντελεστές σπουδαιότητας

3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Το κτίριο του ΙΚΑ καταλαμβάνει ένα ολόκληρο οικοδομικό τετράγωνο που περικλείεται από τις οδούς ΠΕΙΡΑΙΩΣ-ΑΚΑΔΗΜΟΥ-ΑΓΗΣΙΛΑΟΥ-ΜΥΛΛΕΡΟΥ. Το συγκρότημα αυτό διαιρείται σε τρία τμήματα με την ύπαρξη δύο αρμών παράλληλων προς την οδό Πειραιώς. Θεωρούμε, για την διευκόλυνση της περιγραφής, ως διεύθυνση Ζ την παράλληλη με την Πειραιώς και Χ την κάθετη σε αυτήν. Η μελέτη του κτιρίου εκπονήθηκε το 1952 από τον Πολιτικό Μηχανικό Π.Δ. Λαδόπουλο και η κατασκευή ολοκληρώθηκε το 1955. Στη συνέχεια, το 1964 προστέθηκε ένας ακόμη όροφος (ο όγδοος καθώς και νέα απόληξη κλιμακοστασίου με μελέτη των Πολιτικών Μηχανικών Γ. Κοκκινάκη και Λ. Μυλονόπουλου. Η καλυπτόμενη επιφάνεια του κτιρίου είναι 1830m² περίπου. Η διάταξη του κτιρίου είναι σχήματος «Η». Το συγκρότημα αποτελείται από τρία στατικά ανεξάρτητα τμήματα. Κάθε τμήμα είναι δομημένο σε εννέα ορόφους και δύο υπόγεια. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 35 m μαζί με την απόληξη του κλιμακοστασίου. Στα Β' υπόγεια των τμημάτων 1 και 3 προβλέπονταν αντιαεροπορικά καταφύγια. Έχουν κατασκευαστεί από πλέγμα τοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 30cm περίπου. Τα κατακόρυφα στοιχεία του δομήματος «εγκιβωτίζονται» σε αυτά τα τοιχεία. Η θεμελίωση του κτιρίου έχει κατασκευαστεί με γενική κοιτόστρωση. Στην παρούσα διπλωματική θεωρήσαμε ότι όλα τα κτίρια είναι πακτωμένα στο έδαφος (εξαιτίας της ύπαρξης 2 ορόφων υπογείου όπου περιμετρικά υπάρχουν τοιχεία πάχους 30cm).

3.2 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα κτίρια είναι κατασκευασμένα τη δεκαετία του 1955. Αυτό σημαίνει ότι είναι μελετημένα με τους Παλαιούς Κανονισμούς και συγκεκριμένα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του '54 χωρίς να έχουν ληφθεί υπόψη σεισμικές δράσεις. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι για το σκυρόδεμα Β160 και για τον χάλυβα οπλισμού St1. Σε σύγκριση με πιο καινούργια υλικά θα μπορούσαμε να πούμε ότι αντιστοιχούν σε σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβα οπλισμού S220.

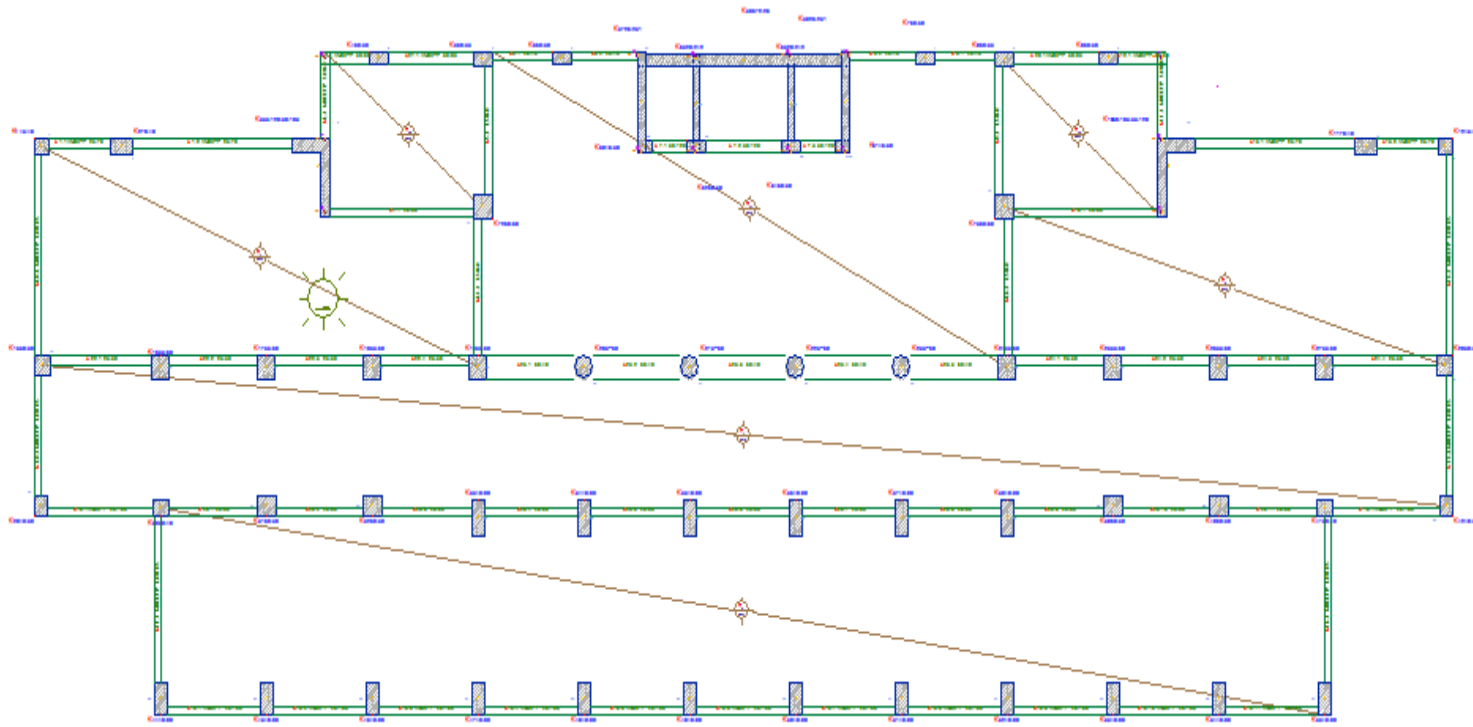
3.2.1 Κτίριο 1

Το κτίριο 1 είναι το τμήμα του συγκροτήματος που βρίσκεται προς την οδό Πειραιώς. Αποτελείται από ένδεκα επίπεδα συμπεριλαμβανομένων των δύο υπογείων και του κτίσματος στο δώμα. Η κάτοψη του έχει σχήμα ορθογωνίου παραλληλογράμου με εσοχές στις τέσσερις γωνίες του.

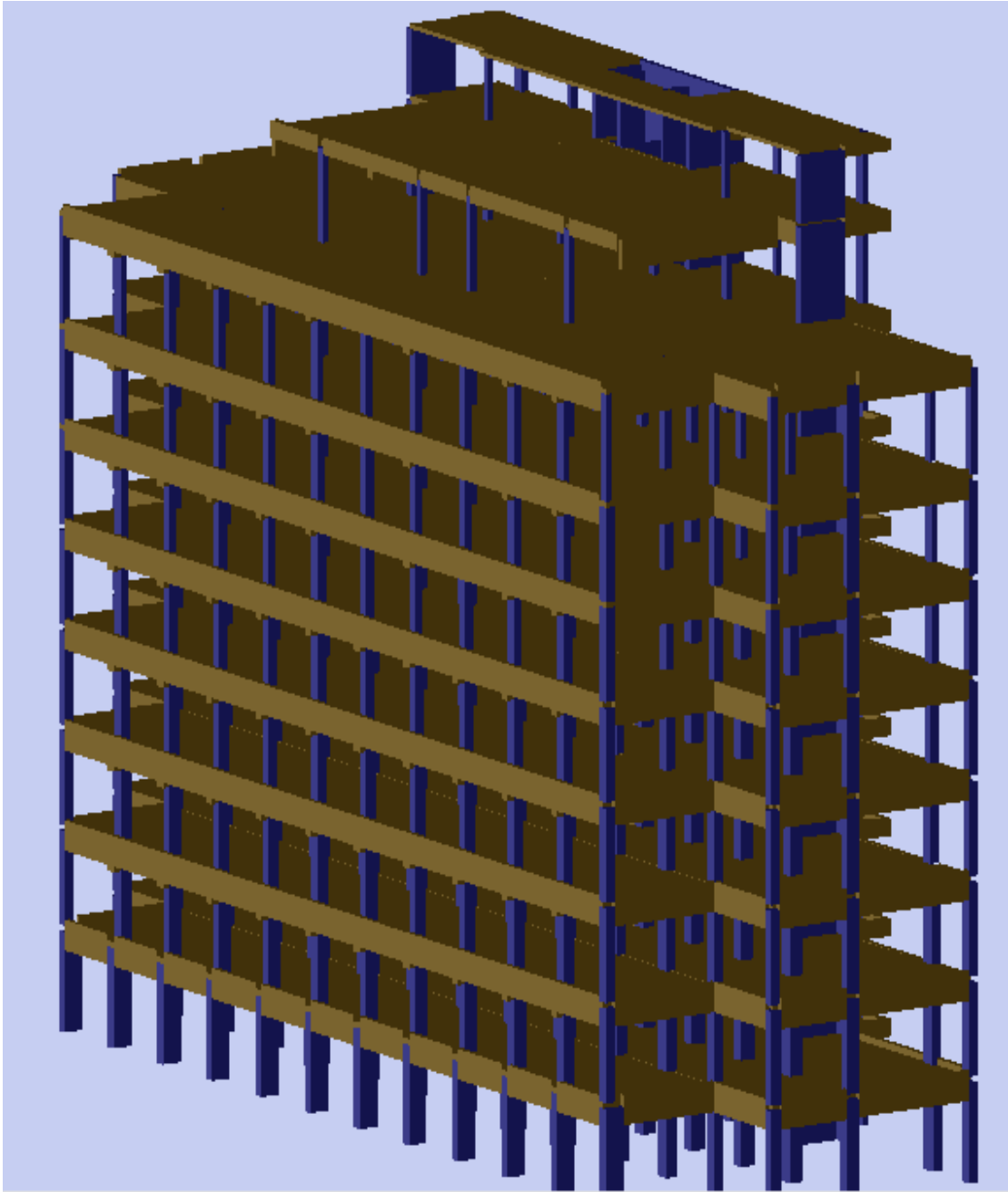
Η κάτοψη του έχει διαστάσεις 44.89m x 16.50m. Καθ' ύψος δεν παρουσιάζονται μεταβολές στην κάτοψη εκτός του τελευταίου ορόφου (όγδοος) που παρατηρείται απομείωση κατά την στενή πλευρά του.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται κυρίως από πλαίσια υποστυλωμάτων - δοκών κατά την διεύθυνση Z μέχρι και τον τέταρτο όροφο ενώ από τον πέμπτο και πάνω παρατηρείται έντονη πλαισίωση και κατά τον X άξονα. Στην πλευρά προς το κτίριο 2 και στο μέσο της υπάρχει πυρήνας ανελκυστήρα τριών ανοιγμάτων ενώ υπάρχουν και δύο γωνιακά τοιχώματα στις εσωτερικές εσοχές του κτιρίου.

Εκατέρωθεν του πυρήνα του ανελκυστήρα υπάρχουν διαμορφωμένα τα δύο κλιμακοστάσια του κτιρίου. Το κλιμακοστάσιο που βρίσκεται προς την οδό Μυλλέρου ανεβαίνει μέχρι το δώμα (μοναδική πρόσβαση στο δώμα) ενώ το άλλο κλιμακοστάσιο σταματά στον έβδομο όροφο. Στο ισόγειο του κτιρίου υπάρχει διαμορφωμένη στοά κατά μήκος της οδού Πειραιώς και σε πλάτος ενός φατνώματος.



Σχ.3.1 Ξυλότυπος κτιρίου 1



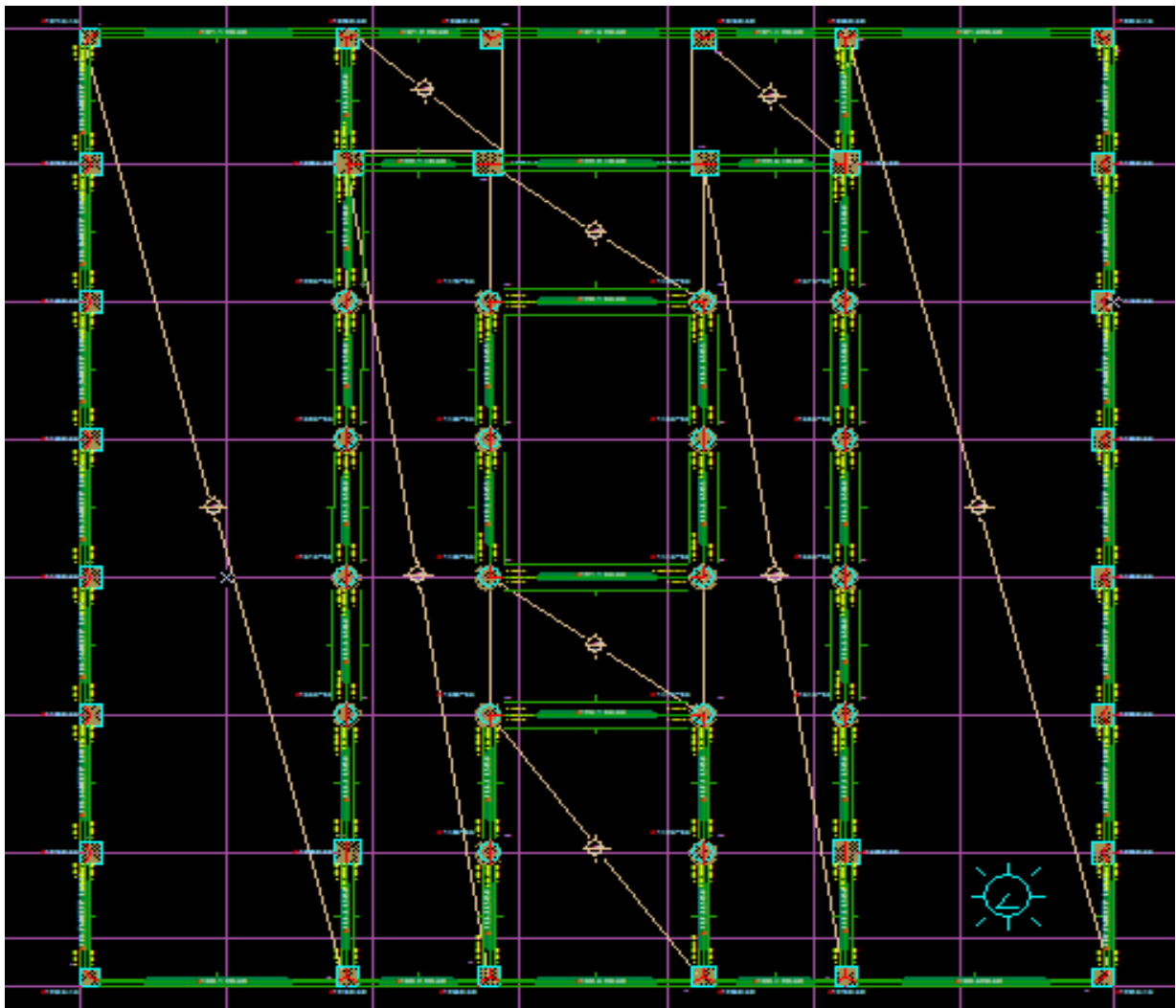
Σχ.3.2 3D απεικόνιση κτιρίου 1

3.2.2 Κτίριο 2

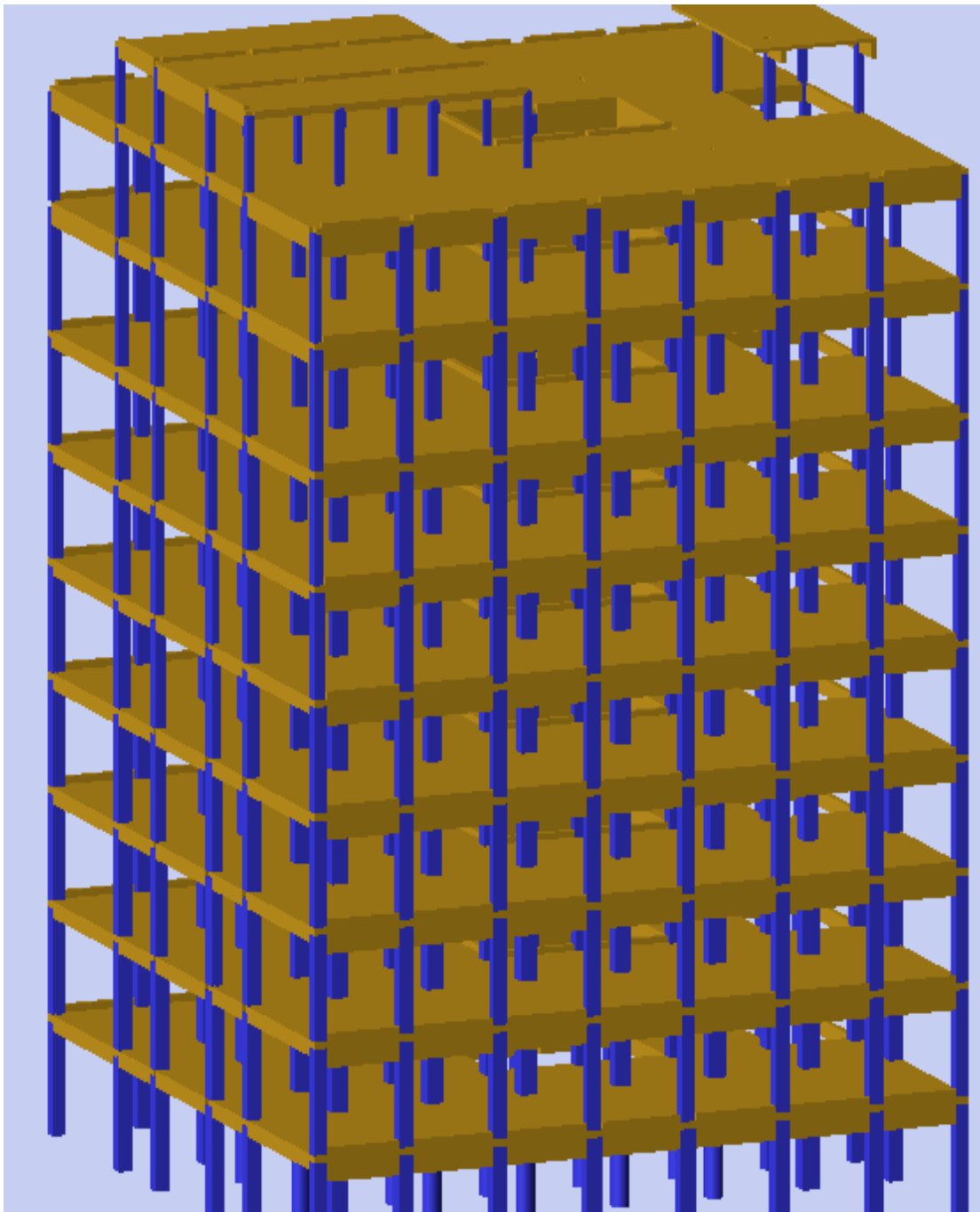
Το κτίριο 2 είναι το μεσαίο τμήμα του συγκροτήματος. Αποτελείται από ένδεκα επίπεδα συμπεριλαμβανομένων των δύο υπογείων του και του κτίσματος στο δώμα.

Η κάτοψη του έχει τετραγωνικό σχήμα συνολικών διαστάσεων 23.60m x 24.00m. Καθ'ύψος δεν παρουσιάζονται μεταβολές στην κάτοψη του. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται αποκλειστικά από πλαίσια υποστυλωμάτων - δοκών κατά την διεύθυνση Z στους ορόφους Β' και Α' υπόγειο, έβδομο και όγδοο ενώ οι υπόλοιποι όροφοι πλαισιώνονται κατά την διεύθυνση Χ.

Στο κέντρο του κτιρίου 2 υπάρχει αίθριο που ξεκινά από την οροφή του ισογείου και φτάνει μέχρι τον τελευταίο όροφο. Το κτίριο 2 δεν έχει κλιμακοστάσια ενώ έχει δημιουργηθεί, με εκ των υστέρων παρέμβαση, ανελκυστήρας στην πλευρά επαφής του με το τμήμα 3.



Σχ. 3.3 Ξυλότυπος κτιρίου 2



Σχ.

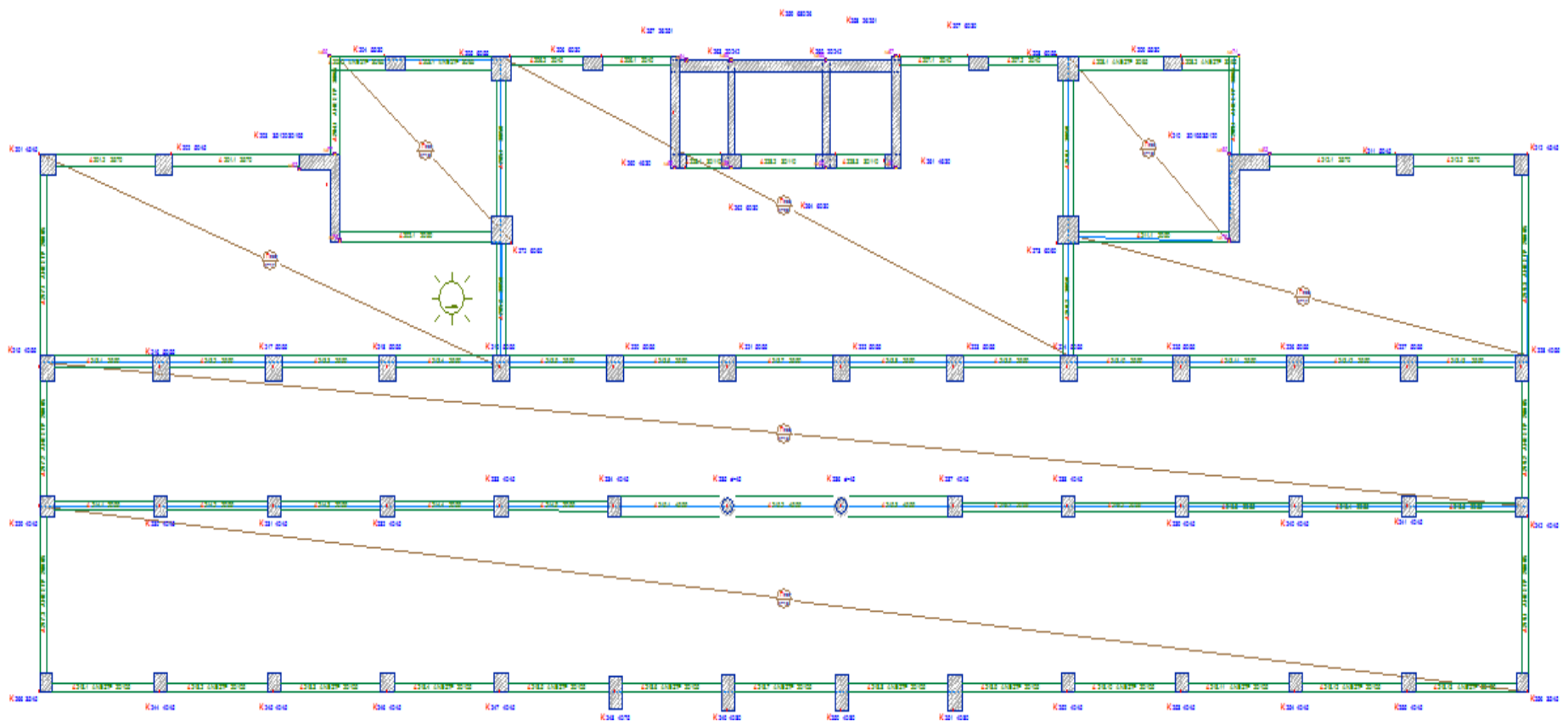
3.4 3D απεικόνιση κτιρίου 2

3.2.3 Κτίριο 3

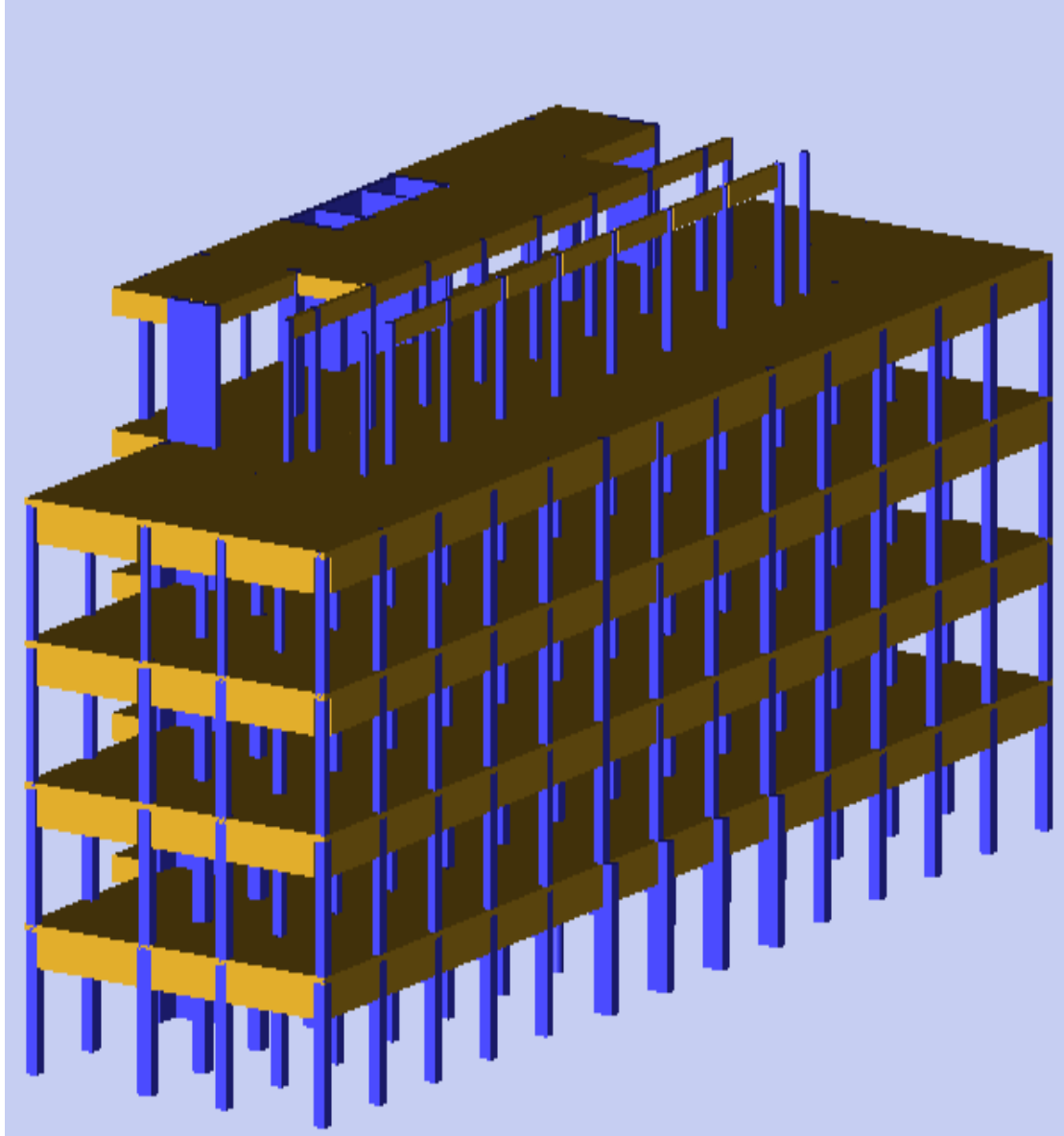
Το κτίριο III είναι το τμήμα του συγκροτήματος που βρίσκεται προς την οδό Αγησιλάου. Αποτελείται από ένδεκα επίπεδα συμπεριλαμβανομένων των δύο υπογείων του και του κτίσματος στο δώμα. Η κάτοψη του έχει σχήμα ορθογωνίου παραλληλογράμου με εσοχές στις τέσσερις γωνίες του και συνολικών διαστάσεων 44.00m x 13.30m. Καθ' ύψος παρουσιάζονται έντονες μεταβολές στην κάτοψη του κτιρίου. Συγκεκριμένα η κάτοψη του κτιρίου παραμένει αμετάβλητη μέχρι τον τρίτο όροφο. Στον τέταρτο, πέμπτο και έκτο όροφο η κάτοψη του κτιρίου απομειώνεται συνεχώς για να παραμείνει σταθερή από τον έκτο όροφο και πάνω. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται κυρίως από πλαίσια υποστυλωμάτων-δοκών. Η διάταξη των πλαισίων είναι κατά τον άξονα Z σε όλους τους ορόφους της μη απομειούμενης κάτοψης, εκτός του Α' υπογείου που είναι κατά τον Χ. Στους ορόφους σε εσοχή η διάταξη των πλαισίων υλοποιείται κατά και τις δύο διευθύνσεις.

Στην πλευρά προς το κτίριο II και στο μέσο αυτής υπάρχει πυρήνας ανελκυστήρα τριών ανοιγμάτων ενώ υπάρχουν και δύο γωνιακά τοιχώματα στις εσωτερικές εσοχές του κτιρίου κατά την λογική του τμήματος I.

Εκατέρωθεν του πυρήνα του ανελκυστήρα υπάρχουν διαμορφωμένα τα δύο κλιμακοστάσια του κτιρίου. Τα κλιμακοστάσια αυτά σταματούν στον όγδοο όροφο και δεν έχουν πρόσβαση στο δώμα.



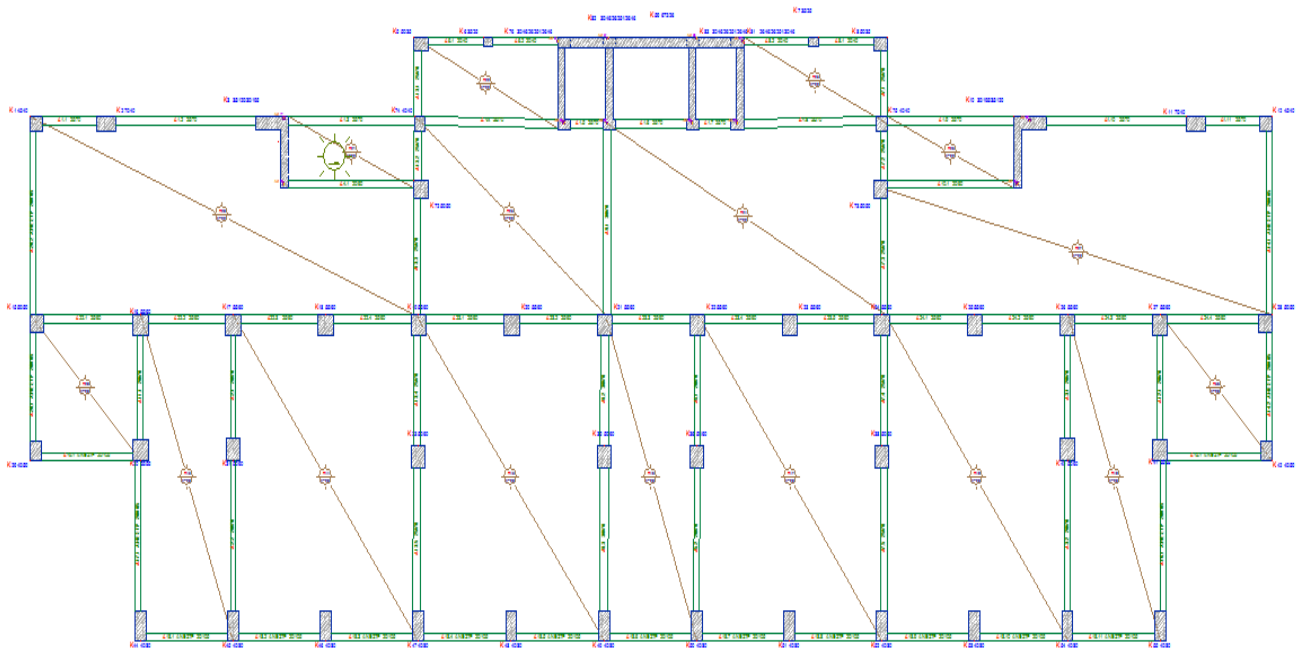
Σχ. 3.5 Ξυλότυπος κτιρίου 3



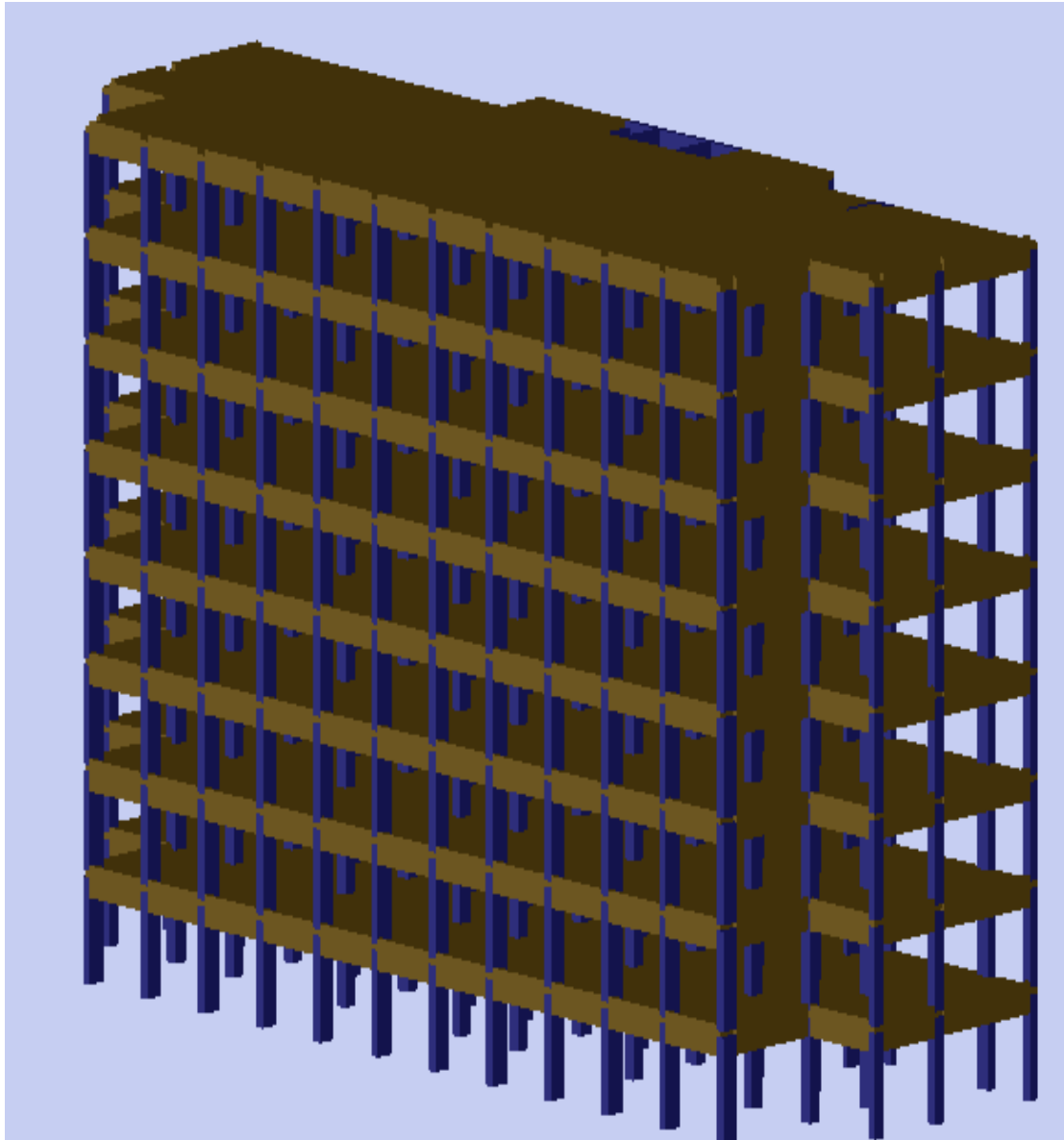
Σχ. 3.6 3D απεικόνιση κτιρίου 3

3.2.4 Ομαδοποίηση διατομών κτιρίων 1,3

Λόγω του μεγάλου όγκου των υφισταμένων κτιρίων και του μεγάλου αριθμού των διατομών δοκών - υπ/των επιλέξαμε να ομαδοποιήσουμε τις διατομές του κτιρίου 1 και πάνω σε αυτό το νέο πρότυπο κτίριο βασίσαμε τη μελέτη του συγκροτήματος. Παρόλα αυτά δεν παρατηρούνται μεγάλες αποκλίσεις στη συμπεριφορά του νέου φορέα σε σχέση με το κτίριο 1. Η πρόταση για ενίσχυση της μελετητικής εταιρίας περιλάμβανε κατάργηση του αντισεισμικού αρμού μεταξύ των τριών δομημάτων και ένωσή τους με τοιχεία (αναφέρεται πιο εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο). Στην παρούσα μελέτη θα χρησιμοποιήσουμε τον πρότυπο αυτό φορέα στη θέση των κτιρίων 1 και 2



Σχ. 3.5 Ξυλότυπος κτιρίων 1,3



Σχ. 3.6 3D απεικόνιση κτιρίων 1,3

4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Για να γίνει διαστασιολόγηση και μία πρώτη εκτίμηση της συμπεριφοράς των κτιρίων έγιναν από δύο διαστασιολογήσεις του κάθε φορέα (κτίρια 1,3 , κτίριο 2) μία με ΒΔ54 και μία με EC2-EC8. Οι πλάκες λαμβάνονται απαραμόρφωτες στο επίπεδο τους (διαφραγματική λειτουργία). Τέλος, το ραβδωτό προσομοίωμα λαμβάνεται πλήρως πακτωμένο στη βάση του. Σε όλες τις αναλύσεις επιλέχθηκε η δυναμική μέθοδος (καθότι η στατική είναι αρκετά συντηρητική και εμφανίζει αρκετές ανεπάρκειες). Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι βασικές παραδοχές που έγιναν για τη διαδικασία της διαστασιολόγησης των υφιστάμενων φορέων.

Διαστασιολόγηση φορέων		
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20 Χάλυβας οπλισμού: stI Επικαλύψεις οπλισμών (πλάκες: 10mm, υπ/τα, δοκοί: 15mm)	
Φορτία	Πρόσθετο μόνιμο φορτίο επί των πλακών $g=2,5 \text{ kN/m}^2$ Κινητό φορτίο επί των πλακών $q=3,5 \text{ kN/m}^2$ Πρόσθετο μόνιμο φορτίο επί των περιμετρικών δοκών: $-6,0 \text{ kN/m}^2$	
Σεισμός	EC2-EC8	ΒΔ54
	Σεισμική ζώνη $I-a_{gr} = 0,16g$ Κατηγορία εδάφους B(S=1,20) Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,20$ ΚΠΜ	Σεισμικός συντελεστής $\epsilon = 0,06$

Πιν. 4.1 Παράμετροι διαστασιολόγησης

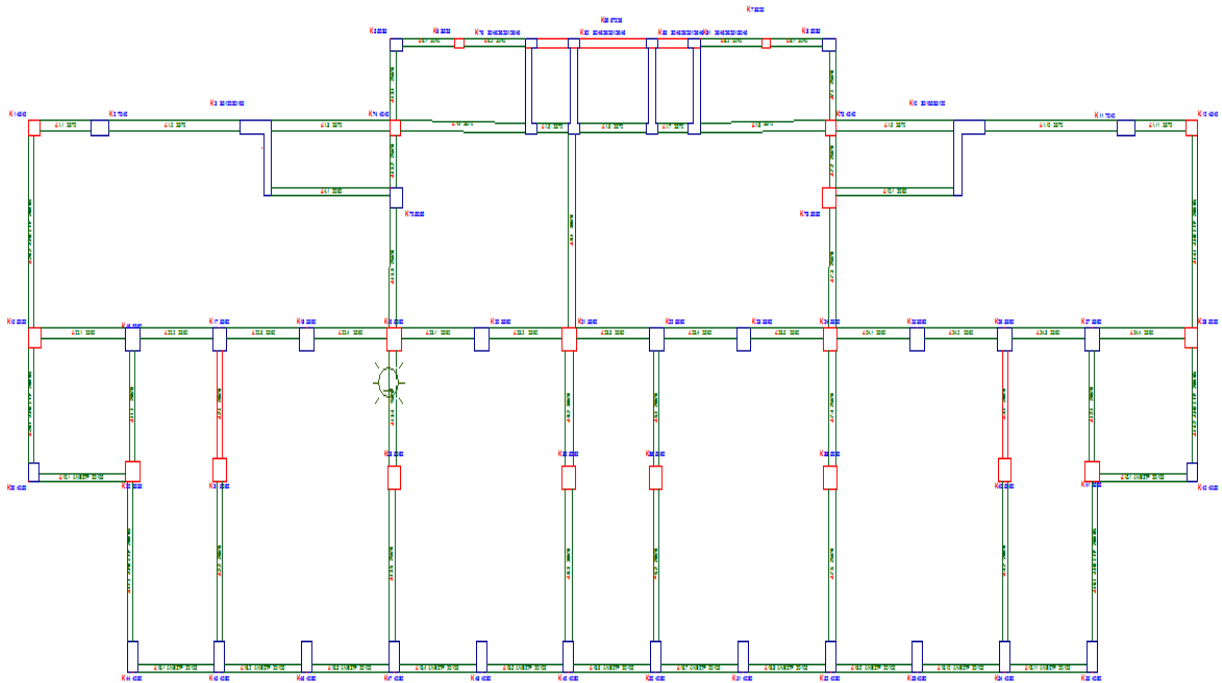
4.2 ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ 1,3

Από τις επιλύσεις που διεξήχθησαν παρουσιάστηκαν αρκετές αποκλίσεις (όσον αφορά τις ανεπάρκειες των φορέων) στα αποτελέσματα με ΒΔ54 και EC.

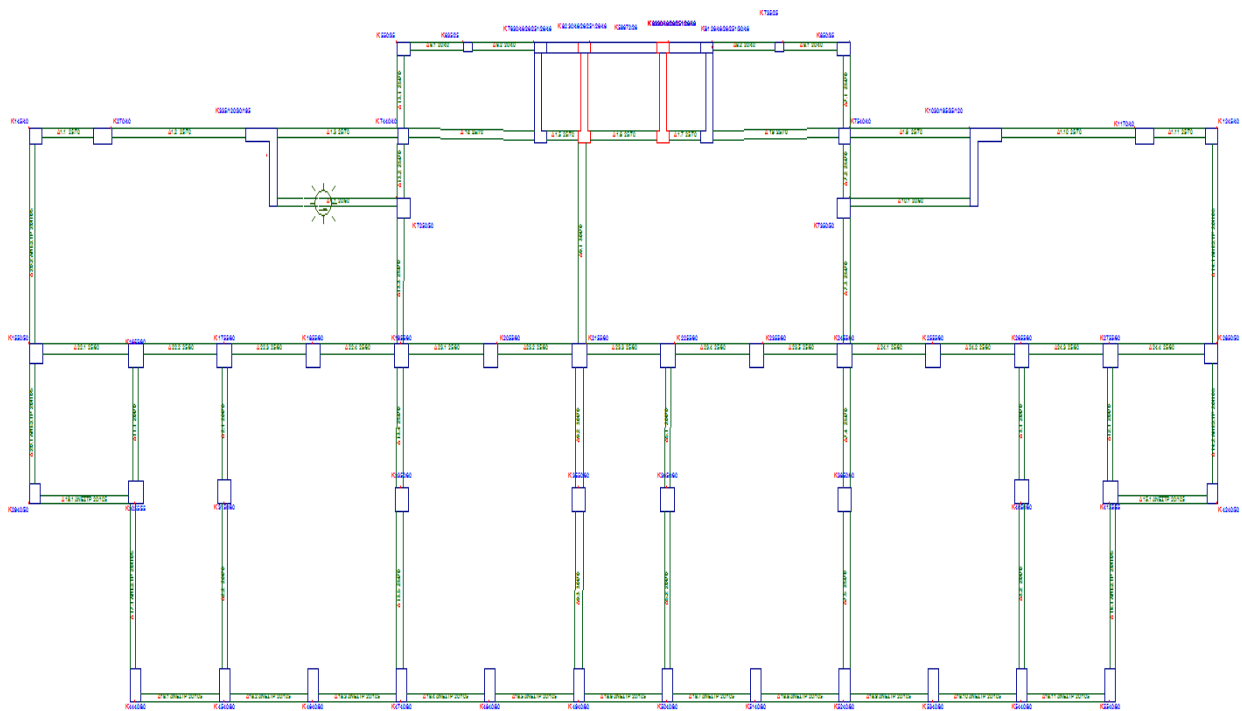
Ανεπάρκειες	Πρότυπο κτίριο	
	ΒΔ54	EC2-EC8
Αστοχία υπ/τος σε διάτμηση	-	K ₅₉ (0),K ₈₂ (0),K ₅₉ (1),K ₅₉ (2),K ₅₉ (3),K ₅₉ (4)
Αστοχία ελέγχου επάρκειας υπ/τος με το μέγιστο οπλισμό	K ₈₂ (0),K ₈₃ (0)	K ₁₅ (0),K ₂₁ (0),K ₂₈ (0),K ₃₀ (0),K ₃₁ (0),K ₄₀ (0),K ₄₁ (0),K ₇₄ (0),K ₇₅ (0),K ₈₁ (0) K ₁ (1),K ₆ (1),K ₇ (1),K ₁₂ (1),K ₁₅ (1),K ₁₉ (1),K ₂₁ (1),K ₂₄ (1),K ₂₈ (1),K ₃₀ (1), K ₃₁ (1),K ₃₃ (1),K ₃₅ (1),K ₃₆ (1),K ₃₈ (1),K ₄₀ (1),K ₄₁ (1),K ₇₃ (1),K ₇₄ (1),K ₇₅ (1) 2),K ₆ (2),K ₇ (2),K ₁₂ (2),K ₁₅ (2),K ₁₉ (2),K ₂₁ (2),K ₂₄ (2),K ₂₈ (2),K ₃₀ (2),K ₃₁ (2) K ₃₃ (2),K ₃₅ (2),K ₃₆ (2),K ₃₈ (2),K ₄₀ (2),K ₄₁ (2),K ₇₂ (2),K ₇₃ (2),K ₇₄ (2),K ₇₅ (2) 3),K ₆ (3),K ₇ (3),K ₁₂ (3),K ₁₅ (3),K ₁₉ (3),K ₂₁ (3),K ₂₄ (3),K ₂₈ (3),K ₃₀ (3),K ₃₁ (3) K ₃₃ (3),K ₃₅ (3),K ₃₆ (3),K ₃₈ (3),K ₄₀ (3),K ₄₁ (3),K ₇₂ (3),K ₇₃ (3),K ₇₄ (3),K ₇₅ (3) K ₆ (4),K ₇ (4),K ₁₂ (4),K ₁₅ (4),K ₁₉ (4),K ₂₁ (4),K ₂₄ (4),K ₂₈ (4),K ₃₀ (4),K ₃₁ (4) K ₃₃ (4),K ₃₅ (4),K ₃₆ (4),K ₃₈ (4),K ₄₀ (4),K ₄₁ (4),K ₇₂ (4),K ₇₃ (4),K ₇₄ (4),K ₇₅ (4) 5),K ₇ (5),K ₁₅ (5),K ₁₉ (5),K ₂₁ (5),K ₂₄ (5),K ₂₈ (5),K ₃₀ (5),K ₃₁ (5),K ₃₅ (5),K ₄₀ (5) K ₄₁ (5),K ₇₄ (5),K ₇₅ (5), K ₆ (6),K ₇ (6),K ₁₅ (6),K ₂₁ (6),K ₂₈ (6),K ₃₅ (6),K ₄₅ (6) K ₇₄ (6),K ₇₅ (6), K ₆ (7),K ₇ (7),K ₂₁ (7),K ₇₄ (7),K ₇₅ (7)
Υπέρβαση μέγιστου οπλισμού δοκών	Δ ₉ (3)	Δ ₂ (0), Δ ₅ (2),
Αστοχία δοκού σε διάτμηση	-	Δ _{3.1} (0),Δ _{2.1} (1),Δ _{3.1} (1),Δ _{2.1} (2),Δ _{3.1} (2),Δ _{1.5} (3),Δ _{1.7} (3) Δ _{2.1} (3),Δ _{3.1} (3),Δ _{1.5} (4),Δ _{1.7} (4),Δ _{1.5} (5),Δ _{1.7} (5),Δ _{1.5} (6) Δ _{1.7} (6),Δ _{1.5} (7)
Συνολικά	Υπ/τα: 2	Υπ/τα: 127
	Δοκοί: 1	Δοκοί: 18

Πιν. 4.2 Ανεπάρκειες διαστασιολογήσεων κτιρίων 1,3 κατά EC/ΒΔ54

Στα παρακάτω σχέδια παρουσιάζονται οι ανεπάρκειες που παρουσίασε κάθε επίλυση. Με κόκκινο σημειώνονται τα μέλη των οποίων οι διατομές δεν επαρκούσαν και άρα δεν οπλίστηκαν.



Σχ. 4.1 Ανεπάρκειες διαστασιολόγησης κατά EC

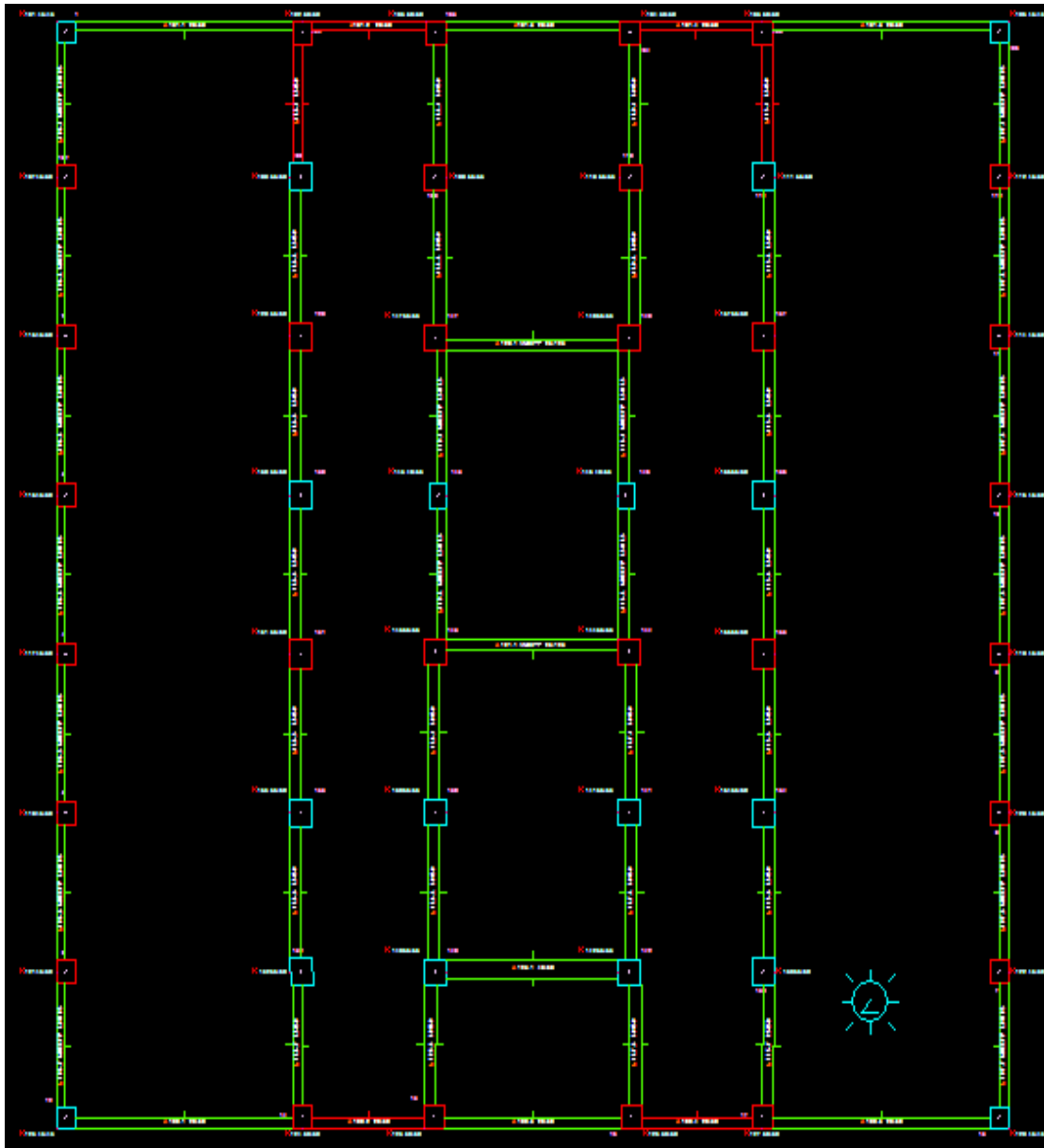


Σχ. 4.2 Ανεπάρκειες διαστασιολόγησης κατά ΒΔ54

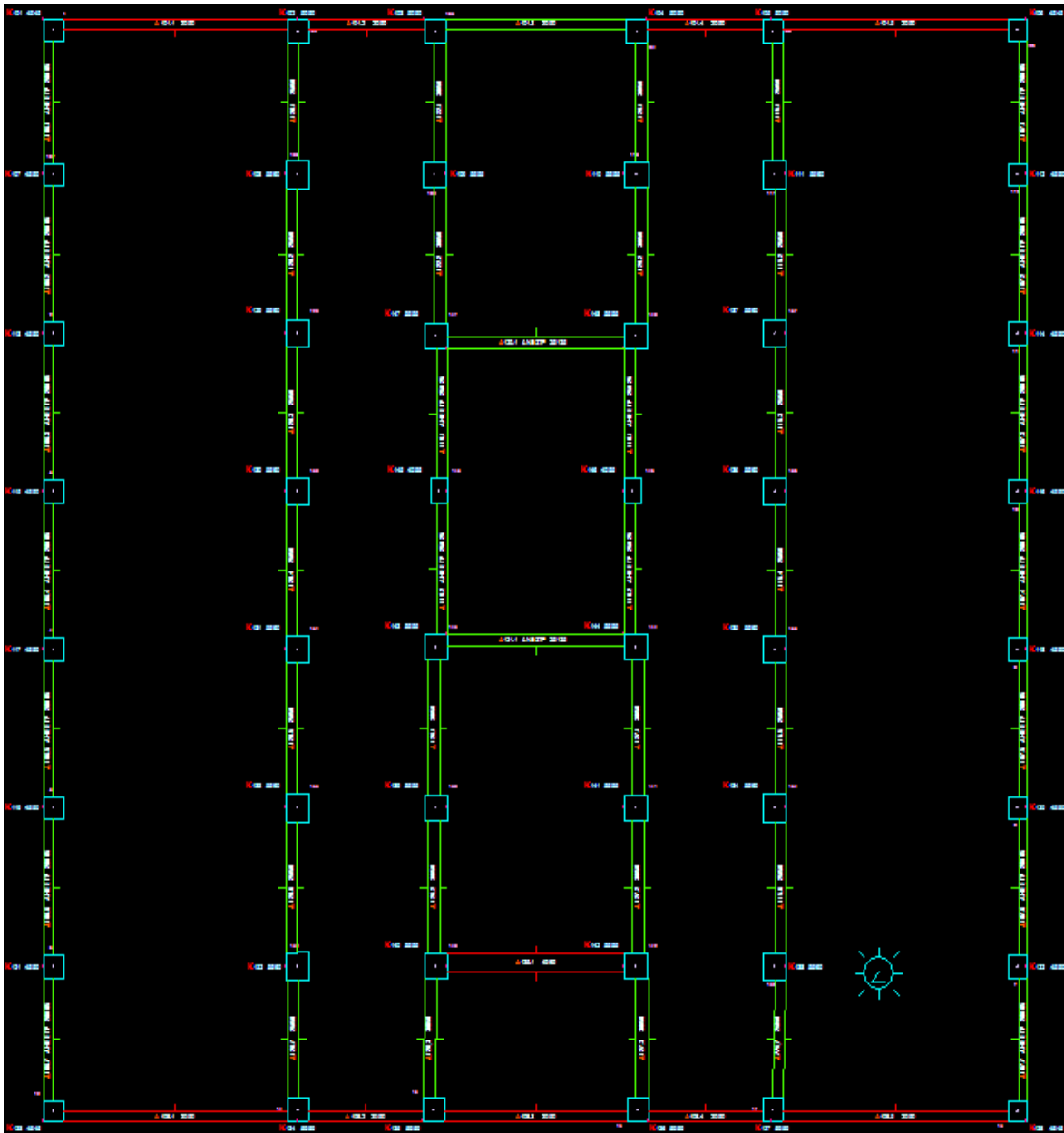
4.3 ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 2

Ανεπάρκειες	Κτίριο 2	
	ΒΔ54	EC2-EC8
Αστοχία υπ/τος σε διάτμηση	-	-
Αστοχία ελέγχου επάρκειας υπ/τος με το μέγιστο οπλισμό	-	Κ ₁₀₂ (1-7),Κ ₁₀₃ (1-9),Κ ₁₀₄ (1),Κ ₁₀₅ (1-7), Κ ₁₀₇ (0-8),Κ ₁₀₉ (1),Κ ₁₁₀ (1,8,9) Κ ₁₁₂ (0-8),Κ ₁₁₃ (0-8),Κ ₁₁₄ (0-8),Κ ₁₁₅ (0-8),Κ ₁₁₆ (0-8),Κ ₁₁₇ (0-8),Κ ₁₁₈ (0-8), Κ ₁₁₉ (0-8) Κ ₁₂₀ (0-8),Κ ₁₂₁ (0-8),Κ ₁₂₂ (0-8),Κ ₁₂₄ (0-7,9),Κ ₁₂₅ (0-7,9),Κ ₁₂₆ (0-7,9),Κ ₁₂₇ (0-7,9) Κ ₁₂₉ (0-1),Κ ₁₃₀ (0),Κ ₁₃₁ (0-1) ,Κ ₁₃₅ (0-1),Κ ₁₃₆ (0),Κ ₁₃₇ (0-1),Κ ₁₄₃ (1)Κ ₁₄₀ (2-9), Κ ₁₄₁ (7-9),Κ ₁₄₂ (2-9),Κ ₁₄₄ (1-9),Κ ₁₄₅ (0-8),Κ ₁₄₆ (0-8),Κ ₁₄₇ (1-8), Κ ₁₄₈ (1-8)
Υπέρβαση μέγιστου οπλισμού δοκών	Δ _{101.1} (0-6),Δ _{101.2} (0-5) Δ _{101.3} (0),Δ _{101.4} (0-4) Δ _{101.5} (0-6),Δ _{108.1} (0-6) Δ _{108.2} (0-5),Δ _{108.3} (0-5) Δ _{108.4} (0-5),Δ _{108.5} (0-6) Δ _{122.1} (0),Δ _{122.3} (0) Δ _{125.1} (0-3)	Δ _{101.5} (0), Δ _{108.5} (0),Δ _{122.3} (0)
Αστοχία δοκού σε διάτμηση	Αντίστοιχα με πάνω	Δ _{101.2} (1-6),Δ _{101.4} (1-6),Δ _{108.2} (1-6),Δ _{108.4} (1-6),Δ _{115.1} (1),Δ _{128.1} (1)
Συνολικά	Υπ/τα: 0	Υπ/τα: 276
	Δοκοί: 59	Δοκοί: 29

Πιν. 4.3 Ανεπάρκειες διαστασιολογήσεων Κτιρίου 2 κατά EC/ΒΔ54



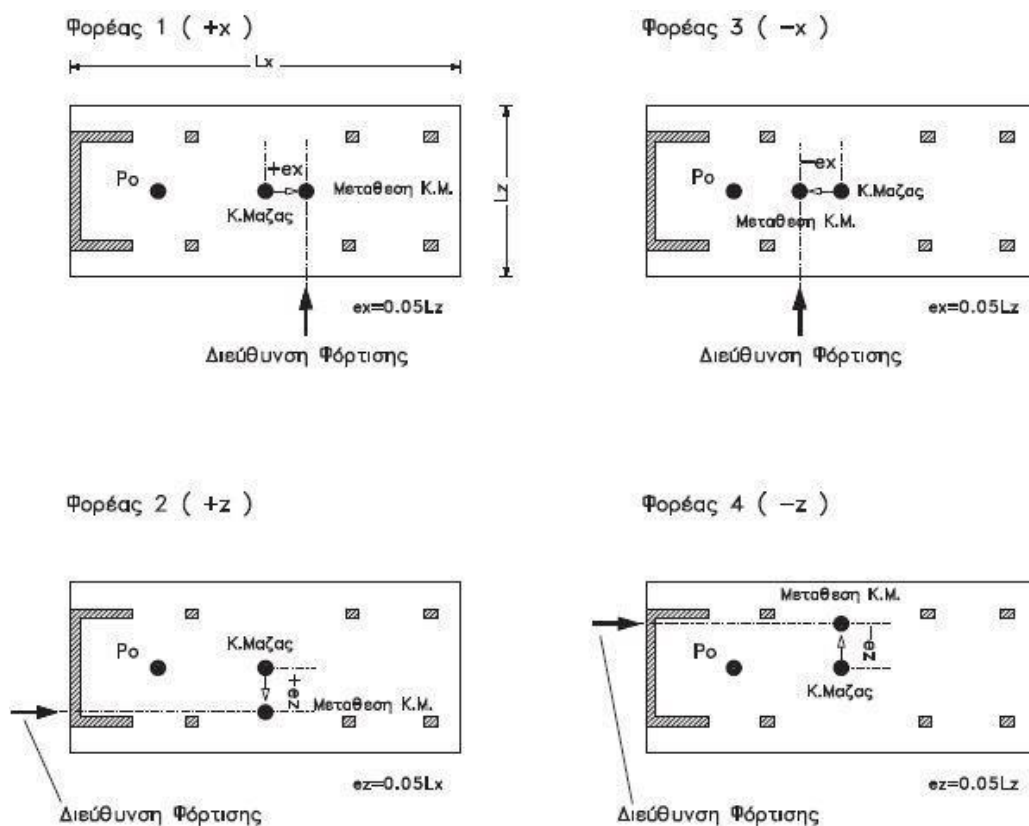
Σχ. 4.3 Ανεπάρκειες διαστασιολόγησης κτιρίου 2 κατά EC



Σχ. 4.4 Ανεπάρκειες διαστασιολόγησης κατά ΒΔ54

4.4 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

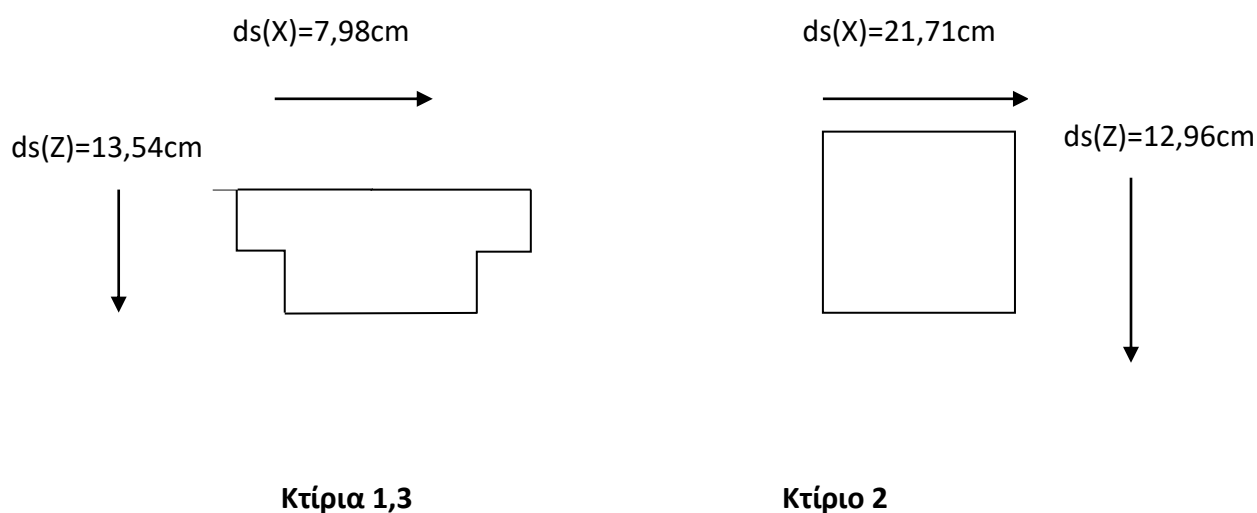
- Όλες οι ανεπάρκειες των κτιρίων 1,3 αφορούν αναγκαιότητα αύξησης των διαστάσεων του μέλους. Οι ανεπάρκειες είναι για τις σεισμικές φορτίσεις που ορίζει ο EC ($\Sigma\Sigma:Z(+x),Z(-x),X(+z),X(-z)$) και αφορούν σεισμικό συνδυασμό κατά τις διευθύνσεις X, Z ο οποίος επιβάλλεται με μια μετατόπιση από το κέντρο μάζας της κατασκευής. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 4.5.
- Αντίστοιχα και για το κτίριο 2 παρουσιάζονται πολλές ανεπάρκειες στα υπ/τα για σεισμικές φορτίσεις, οι οποίες είναι λογικές αφού απουσιάζουν τελείως αντισεισμικά τοιχεία.
- Οι αρκετές ανεπάρκειες που παρατηρούμε στις δοκούς κατά ΒΔ54 στο κτίριο 2 ενδεχομένως να οφείλονται σε διαφορετική κατανομή των ροπών λόγω σεισμού κατά τον αντίστοιχο κανονισμό (π.χ. η μέγιστη ροπή που καταπονεί τη Δ101.1 κατά EC είναι 125kNm ενώ κατά ΒΔ54 είναι 217kNm).



Σχ. 4.5 Διευθύνσεις σεισμικών συνδυασμών κατά EC

4.5 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα 3 κτίρια χωρίζονται μεταξύ τους με αντισεισμικό αρμό 5cm. Από τη διαστασιολόγηση κατά EC προκύπτουν οι μέγιστες μετακινήσεις των φορέων κατά X και Z. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα.



Όπως παρατηρείται οι μετακινήσεις και των δύο κτιρίων υπερβαίνουν κατά πολύ το διαθέσιμο αντισεισμικό αρμό πράγμα που δυσχεραίνει αρκετά τη συμπεριφορά της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού. Παράλληλα το κτίριο 2 παρουσιάζει μεγάλη μετατόπιση κατά τη διεύθυνση X.

4.6 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Q / ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΚΤΙΡΙΩΝ

Το πρόγραμμα καθορίζει αυτόματα το χαρακτηρισμό του κτιρίου και τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q , σε κάθε διεύθυνση, ελέγχοντας το υλικό, την κατηγορία πλαστιμότητας και το στατικό σύστημα, προσδιορίζοντας έτσι τις προσεγγιστικές τιμές του «σταθερού παράγοντα του συντελεστή συμπεριφοράς q , κατά X και κατά Z». Συγκεκριμένα, βάσει της διαστασιολόγησης, όλα τα κτίριά μας, χαρακτηρίστηκαν ως «Στρεπτικά εύκαμπτα» και στις δύο διευθύνσεις. Αυτό φαίνεται αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες:

Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P {r > ls}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	ls [m]	rII [m]	>	ls [m]
8	27.74	14.14	>	13.09	11.92	?	13.09
7	24.30	14.14	>	13.09	11.87	?	13.09
6	20.86	14.14	>	13.09	11.89	?	13.09
5	17.42	14.14	>	13.09	11.89	?	13.09
4	13.98	14.14	>	13.09	11.89	?	13.09
3	10.54	14.14	>	13.09	11.89	?	13.09
2	7.10	14.14	>	13.09	11.89	?	13.09
1:mv	3.66	14.14	>	13.09	11.88	?	13.09

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά εύκαμπτο.

Πιν. 4.4 Στρεπτική δυσκαμψία πρότυπου κτιρίου

Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P {r > ls}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	ls [m]	rII [m]	>	ls [m]
10	34.08	9.46	>	7.70	18.05	>	7.70
9	31.63	9.46	?	10.43	17.74	>	10.43
8	28.19	9.46	?	10.37	17.74	>	10.37
7	24.30	9.46	?	10.41	17.74	>	10.41
6	20.86	9.46	?	10.40	17.74	>	10.40
5	17.42	9.46	?	10.40	17.74	>	10.40
4	13.98	9.46	?	10.40	17.74	>	10.40
3	10.54	9.46	?	10.40	17.74	>	10.40
2	7.10	9.46	?	10.40	17.74	>	10.40
1:mv	3.66	9.46	?	10.48	17.74	>	10.48

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά εύκαμπτο.

Πιν. 4.5 Στρεπτική δυσκαμψία κτιρίου 2

4.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Σεισμός	Τέμνουσα βάση Πρότυπο κτίριο (kN)	Τέμνουσα βάση Κτίριο 2 (kN)
X [+Z]	7352.61	3248.40
X [-Z]	7767.00	3274.18
Z [+X]	6226.51	5198.74
Z [-X]	6371.98	5196.39

4.8 ΟΠΛΙΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ 2

Σε αυτή την ενότητα θα παρουσιάσουμε σκαριφήματα διατομών τριών ειδών, όπως αυτές προέκυψαν: 1) από την αποτύπωση του υφιστάμενου κτιρίου, 2) από τη διαστασιολόγηση κατά ΒΔ54/Αντισεισμικό κανονισμό 59 και 3) από διαστασιολόγηση κατά EC.

	Όπλιση ΒΔ54	Όπλιση EC	Αποτύπωση
Ισόγειο	<p>K108 $\frac{65/60}{26\Phi 20 + 6\Phi 18}$ 2τμ. ΣΦ8/19</p>	<p>K108 $\frac{65/60}{8\Phi 20 + 6\Phi 18}$ ΣΦ8/9</p>	<p>K108 $\frac{65/60}{8\Phi 20}$ 2τμ. ΣΦ8/20</p>
6ος Όροφος	<p>K108 $\frac{40/55}{8\Phi 20 + 2\Phi 16}$ 2τμ. ΣΦ8/19</p>	<p>K108 $\frac{40/55}{4\Phi 20 + 14\Phi 18}$ ΣΦ8/8.5</p>	<p>K108 $\frac{40/55}{6\Phi 16}$ 2τμ. ΣΦ8/20</p>

Παρατηρούμε ότι η όπλιση διαφέρει αρκετά. Όσον αφορά την αποτύπωση, και τις διαφορές με τη διαστασιολόγηση κατά ΒΔ54 φαίνεται η έλλειψη του αντισεισμικού κανονισμού του 59 στην όπλιση των μελών. Ο τοποθετούμενος οπλισμός είναι αισθητά λιγότερος από τον απαιτούμενο. Οι βασικές διαφορές κατά EC και ΒΔ54 αφορούν την όπλιση των υπ/των έναντι τέμνουσας. Μία ακόμη διαφορά είναι και στον κατακόρυφο οπλισμό που αν και στο ισόγειο στην περίπτωση του ΒΔ54 είναι περισσότερος στους παραπάνω ορόφους μειώνεται σημαντικά σε αντίθεση με τον EC. Οι παραπάνω παρατηρήσεις εξηγούνται με την αναγκαία περισφιγξη και την απαραίτητη πλαστιμότητα που πρέπει να έχουν τα μέλη κατά EC. Η ομαδοποίηση των διατομών και η διαστασιολόγηση τους με το FESPA ενδεχομένως να μας δίνει πιο ευμενή αποτελέσματα (γιατί λαμβάνει υπόψη τον αντισεισμικό καν. του 59) στην διαδικασία της αποτίμησης.

5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΩΣΗΣ

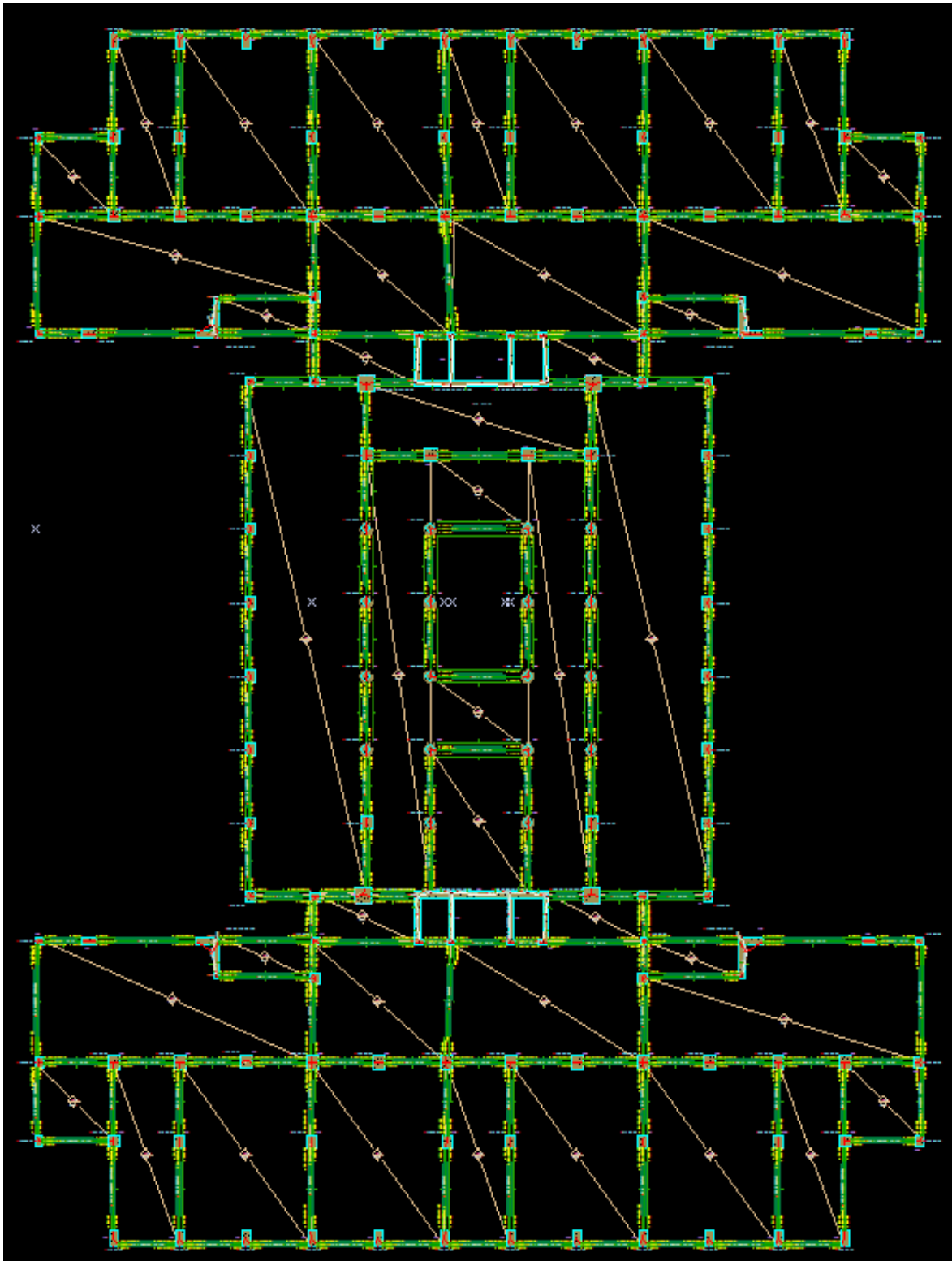
5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο, στόχος της μελέτης ενίσχυσης ήταν η κατάργηση του αντισεισμικού αρμού και η ενίσχυση/σύνδεση των 3 κτιρίων με μεγάλων διαστάσεων αντισεισμικά τοιχεία. Σε αυτή την ενότητα θα ασχοληθούμε με τη διαστασιολόγηση 2 φορέων: α) φορέας ενωμένος με απλή κατάργηση του αντισεισμικού αρμού, β) φορέας ενισχυμένος/ενωμένος με αντισεισμικά τοιχεία

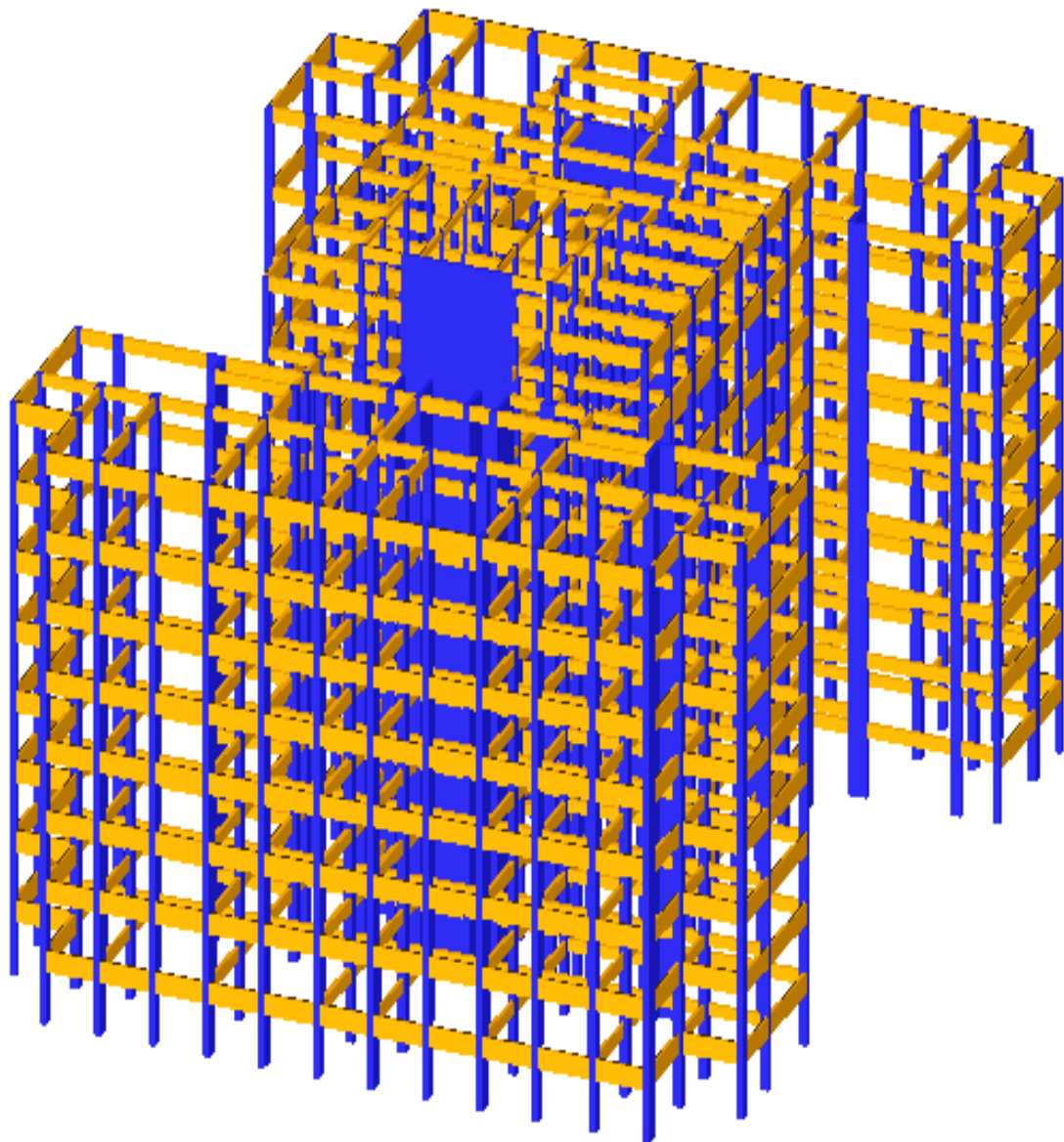
5.2 ΦΟΡΕΑΣ ΕΝΩΜΕΝΟΣ ΜΕ ΑΠΛΗ ΚΑΤΑΡΓΗΣΗ ΤΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΑΡΜΟΥ

Σε αυτή την περίπτωση ενώσαμε με το κτίριο 2 τα κτίρια 1,3 στην πάνω και κάτω πλευρά του. Η ένωση έγινε απλά με συμψηφισμό των διαστάσεων των δοκών (πλάτος) και των υποστυλωμάτων (πλάτος, μήκος) στα σημεία που συνυπάρχουν μέλη και των δύο κτιρίων χωρίς καμία περαιτέρω επέμβαση. Στόχος αυτού του παραδείγματος είναι να μελετήσουμε τις συνέπειες της απλής ένωσης των κτιρίων όσον αφορά τις νέες ανεπάρκειες λόγω ανακατανομής των ροπών (σε σχέση με τα 3 κτίρια ξεχωριστά), τις νέες μετακινήσεις, καθώς και να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα που προκύπτουν με αυτά της προσθήκης των αντισεισμικών τοιχείων, το οποίο φαίνεται λεπτομερώς στα σχήματα **5.1, 5.2**

5.2.1 Ξυλότυπος απλής ένωσης



Σχ. 5.1 Ξυλότυπος απλής ένωσης



Σχ. 5.2 3D απεικόνιση απλής ένωσης

Η διαστασιολόγηση έγινε με EC2/8 για να μπορεί να υπάρξει συσχέτιση με την πρόταση ένωσης της μελέτης ενίσχυσης, διατηρώντας όλες τις παραδοχές που ίσχυαν και για τη διαστασιολόγηση των κτιρίων ξεχωριστά. Αν και δεν μπορεί να φανεί εύκολα διαφοροποίηση όσον αφορά στο σύνολο των ανεπαρκειών των παλιών κτιρίων και του νέου ενωμένου, η ένωση των κτιρίων προκαλεί ανακατανομή των εντατικών μεγεθών. Έτσι, οι ανεπάρκειες στα υπ/τα του κτιρίου 2 μειώνονται και όσα δεν επαρκούν, μειώνεται το ποσοστό ανεπάρκειας της διατομής τους και επιβαρύνονται αισθητά τα μέλη των πρότυπων κτιρίων που παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής διέγερσης. Οι μεγαλύτερες αλλαγές εντοπίζονται στα περιμετρικά υπ/τα του κτιρίου 2 (όσο πιο κοντά στο κέντρο βάρους δεν παρατηρούνται μεγάλες αλλαγές). Ενώ στα κτίρια 1,3 δεν αυξάνονται οι ανεπάρκειες. Πιο αναλυτικά παρουσιάζεται στους παρακάτω πίνακες:

5.2.2 Επάρκεια υποστυλωμάτων των ξεχωριστών κτιρίων και των αντίστοιχων του ενωμένου φορέα

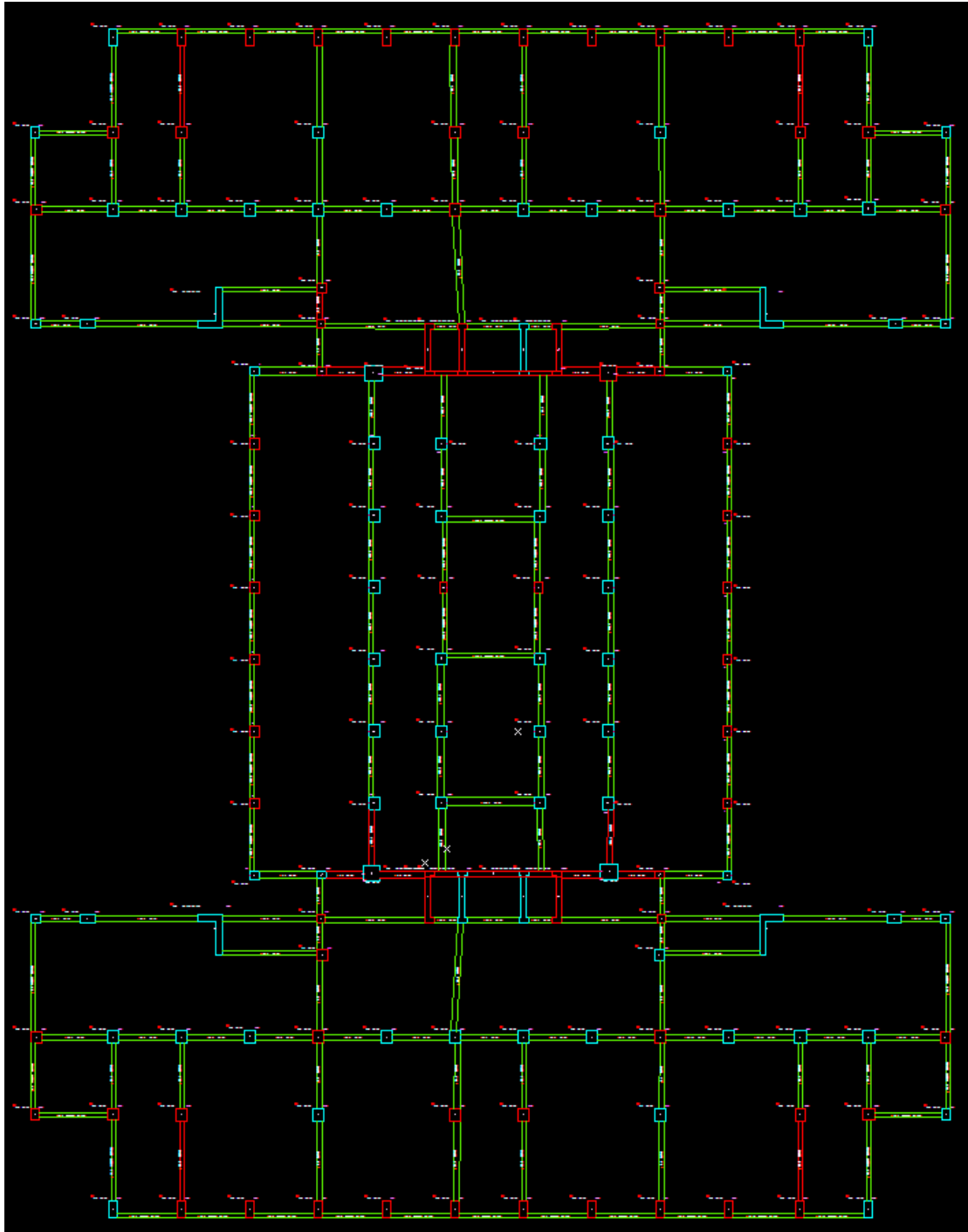
Μέλη	Επάρκεια ένωσης	Επάρκεια ξεχωριστών
K ₁₁₆ (3)	74,2%	53,94%
K ₁₀₅ (2)	92,78%	63,75%
K ₁₄₆ (1)	57,79%	55,26%
K ₁₂₂ (4)	73,45%	55,89%

Πιν. 5.1 Επάρκεια διατομών υπ/των

5.2.3 Ανεπάρκειες απλής ένωσης

Ανεπάρκειες	Απλή ένωση	
	Κτίρια 1,3	Κτίριο 2
Αστοχία υπ/τος σε διάτμηση	K151(0-9),K153(0),K154(0),K219(0-8)K222(0,1)	-
Αστοχία ελέγχου επάρκειας υπ/τος με το μέγιστο οπλισμό	K152(0,1),K153(0),K154(0),K155(0,1)K172(0-7),K174(0-7), K177(1-4),K178(3,4),K184(1-5),K186(2-7),K189(1-5) K194(1-4),K195(1-4),K196(1-4),K197(1-4),K198(1-4) K199(1-4), K200(1-4),K201(1-4),K202(1-4),K203(1-4) K207(1-4),K208(1-4),K209(1-4),K211(2,3),K213(1-4) K214(1-6),K216(2,3),K218(1-4),K219(1,2),K220(0,1) K221(0,1),K222(0),K223(0),K232(0-7),K233(0-7),K234(1-4) K235(1,3,4),K237(1-4),K239(0-5) K240(0-5),K244(2-5),K246(0-7),K249(1-5),K254(1-4) K255(1-4),K256(1-4),K257(1-4),K258(1-4),K259(1-4) K260(1-4),K261(1-4) K262(1-4),K264(1-4),K265(1-4),K266(1-4) K267(1-4),K268(2,3),K269(1-6),K270(1-4),K271(2,3)	K101(8),K102(8),K104(9),K105(1-4,8) K106(8),K107(1-8) K109(2-4,6-9),K110(2-4,6-9),K112(2-8),K113(1-8) K114(1-8),K115(1-8),K116(1-8),K117(1-8),K118(1-8) K119(1-8),K120(1-8),K121(1-8),K122(1-8),K123(8) K124(8,9),K127(2,3,8,9),K128(8),K131(8,9),K132(8,9) K133(8,9),K134(8-9),K135(8-9),K138(8-9),K139(8-9) K140(6-9),K141(8-9),K142(6-9),K143(6-9),K144(6-9) K145(1-8),K146(1-8),K147(6-8),K148(6-8),K149(0-7) K150(0-7),K224(0-7),K225(0-7)
Υπέρβαση μέγιστου οπλισμού δοκών	Δ3.3(0), Δ32.2(1,2), Δ33.2(1,2), Δ36.2(1,2), Δ37.2(1,2)	Δ106.3(9)Δ107.3(9),Δ108.3(9) Δ115.7(1,2),Δ128.7(1,2)
Αστοχία δοκού σε διάτμηση	Δ1.2(1-5), Δ1.3(1-4) Δ2.2(1-5),Δ2.3(0-6),Δ3.2(1-4), Δ3.3(1-5) Δ4.2(1-5),Δ4.3(0-6),Δ7.2(1), Δ25.5(3-5), Δ26.5(6)	-
Συνολικά	Υπ/τα: 262	Υπ/τα: 213
	Δοκοί: 56	Δοκοί: 7

Πιν. 5.2 Ανεπάρκειες μελών ένωσης ανάλογα με το τμήμα που ανήκουν



Σχ. 5.3 Χαρακτηριστικές ανεπάρκειες μελών ένωσης (σημειώνονται με κόκκινο)

5.2.4 Δυσκαμψία

Όροφος	Δυσκαμψία ΚΧi (kN/m)	Μεταβολή καθ' ύψος	Δυσκαμψία ΚΖi (kN/m)	Μεταβολή καθ' ύψος
9	0.10935E+06	-71%	0.47738E+05	-81%
8	0.38980E+06	-76%	0.25267E+06	-77%
7	0.16897E+07	-33%	0.11480E+07	-38%
6	0.25568E+07	-12%	0.18650E+07	-12%
5	0.29128E+07	-7%	0.21370E+07	-7%
4	0.31638E+07	-7%	0.23004E+07	-6%
3	0.34375E+07	-9%	0.24550E+07	-8%
2	0.38086E+07	-14%	0.26901E+07	-16%
1	0.44519E+07	-30%	0.32149E+07	-38%
Ισόγειο	0.64278E+07	-	0.51973E+07	-

Πιν. 5.3 Δυσκαμψία απλής ένωσης κατά Χ,Z και μεταβολή της καθ' ύψος

5.2.5 Μεταβολή μάζας

Όροφος	Μάζα mi (ton)
9	0.11757E+03
8	0.56555E+03
7	0.21546E+04
6	0.23309E+04
5	0.23126E+04
4	0.23121E+04
3	0.23223E+04
2	0.23297E+04
1	0.23256E+04
Ισόγειο	0.23343E+04

Πιν. 5.4 Μεταβολή μάζας κτιρίου καθ' ύψος

5.2.6 Τιμές δεσποζουσών ιδιοπεριόδων κατασκευής

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου των φορέων για κάθε κατεύθυνση σεισμικής φόρτισης, για τις τέσσερις περιπτώσεις θεώρησης μετατόπισης μάζας κατά τις διευθύνσεις $\pm X$ και $\pm Z$.

Μετατόπιση μάζας	Ιδιοπερίοδος (s)		Σεισμική επιτάχυνση a (m/s^2)	
	Δεσπόζουσα κατά Z	Δεσπόζουσα κατά X	Κατά Z	Κατά X
$\pm X$	1,0392	0,8605	1,35941	1,64161
$\pm Z$	1,0119	0,8330	1,39605	1,69595

Πιν. 5.5 Τιμές δεσποζουσών ιδιοπεριόδων και σεισμική επιτάχυνση κατά X,Z

5.2.7 Δεδομένα σεισμικής επίλυσης

Σεισμός	Τέμνουσα βάσης (kN)
X [+Z]	21.419,04
X [-Z]	22.012,08
Z [+X]	19.105,73
Z [-X]	18.957,4

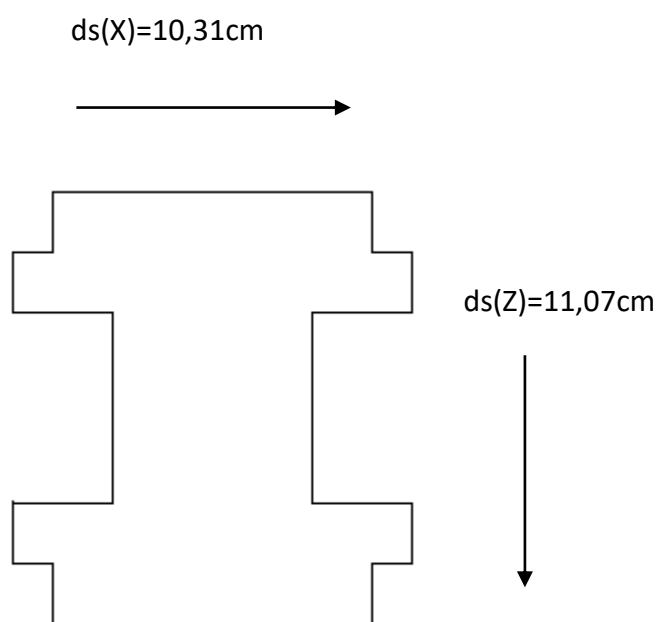
Πιν. 5.6 Σεισμική τέμνουσα βάσης ανάλογα με τη διεύθυνση της σεισμικής φόρτισης

5.2.8 Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων

Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα της επίλυσης, τα ελλιπή για το μέγεθος της κατασκευής τοιχώματα παραλαμβάνουν κατά τις διευθύνσεις X,Z μικρό ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας: $nvX=0,606$, $nvZ=0,490$ και δεν μας απαλλάσσουν από την αναγκαιότητα ικανοτικού ελέγχου.

5.2.9 Μετακινήσεις

Οι μετακινήσεις του κτιρίου με την απλή ένωση των τριών φορέων περιορίζονται αισθητά, βελτιώνοντας τη συμπεριφορά του φορέα υπό σεισμική διέγερση όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Τα κτίρια 1,3 πριν την ένωση είχαν: $ds(X)=7,98\text{cm}$, $ds(Z)=13,54\text{cm}$, ενώ το κτίριο 2: $ds(X)=21,71\text{cm}$, $ds(Z)=12,96\text{cm}$, αντίστοιχα.



Σχ. 5.4 Μετακινήσεις απλής ένωσης

5.2.10 Στατικό σύστημα κτιρίου

Όπως φαίνεται και στον πιν. το στατικό σύστημα του κτιρίου παραμένει "στρεπτικά εύκαμπτο" με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.00$ και για τις δύο διευθύνσεις.

Έλεγχοι στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P { $r > l_s$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	r_I [m]	>	l_s [m]	r_{II} [m]	>	l_s [m]
10	34.08	22.36	>	7.70	19.30	>	7.70
9	31.63	22.36	>	10.42	18.92	>	10.42
8	28.19	22.36	>	21.56	18.92	?	21.56
7	24.30	22.36	>	21.42	18.92	?	21.42
6	20.86	22.36	>	21.42	18.92	?	21.42
5	17.42	22.36	>	21.43	18.93	?	21.43
4	13.98	22.36	>	21.42	18.92	?	21.42
3	10.54	22.36	>	21.41	18.92	?	21.41
2	7.10	22.36	>	21.41	18.93	?	21.41
1:nv	3.66	22.36	>	21.50	18.93	?	21.50

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά εύκαμπτο.

Πίν. 5.7 Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας απλής ένωσης

5.3 ΕΝΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΑ ΤΟΙΧΕΙΑ

5.3.1 Περιγραφή πρότασης ενισχύσεων

Η πρόταση ενίσχυσης του φορέα (με βάση και τα τεύχη στατικής μελέτης) περιλαμβάνει:

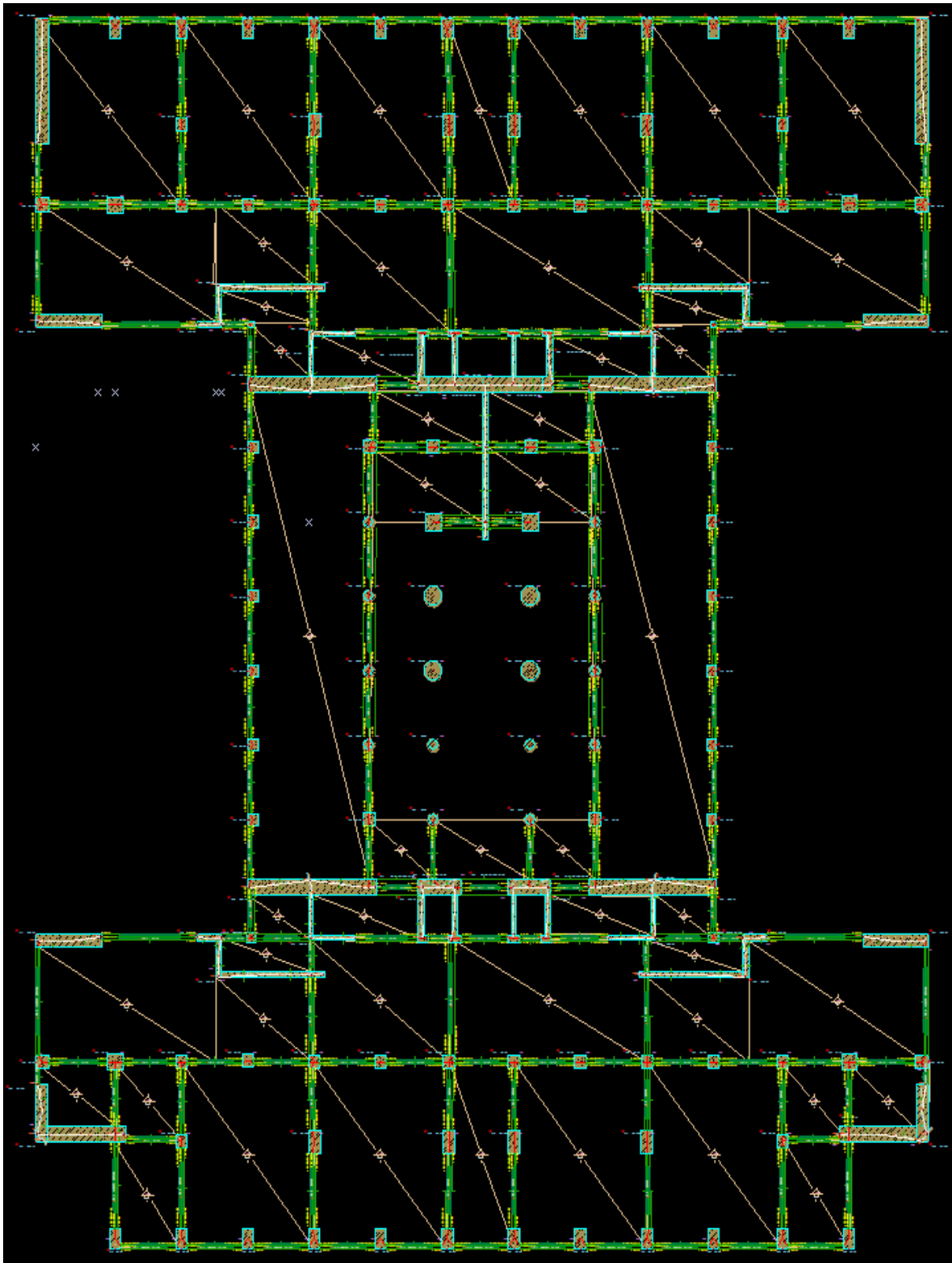
1. Καθαιρέσεις στην περιοχή των αρμών σε όλες τις στάθμες και ανακατασκευή των περιοχών αυτών με νέα κλιμακοστάσια και νέους πυρήνες ανελκυστήρων ούτως ώστε η σύνδεση των κτιρίων να γίνει σωστά.
2. Καθαιρέσεις των τοιχωμάτων και των πεδιλοδοκών στην περιοχή των ανελκυστήρων ούτως ώστε τα νέα τοιχώματα να συνδεθούν σωστά με την υφιστάμενη θεμελίωση.
3. Καθαιρέσεις πλακών και δοκών για τη δημιουργία αιθρίου στο κεντρικό κτίριο.

4. Μανδύες σκυροδέματος σε ορισμένα υποστυλώματα καθώς και προσθήκη τοιχωμάτων.

Η μελέτη ενίσχυσης αλλά και η όπλιση των νέων στοιχείων έγινε κατά Ε.Κ.Ω.Σ. 2000/Ε.Α.Κ. 2003 και στην τεχνική περιγραφή των στατικών επεμβάσεων αναφέρονται τα εξής αποτελέσματα που προέκυψαν από τη μελέτη και θα δούμε αν επαληθεύονται από τη διαστασιολόγηση κατά EC2/8 αλλά και την αποτίμηση της Φ.Ι. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρακάτω:

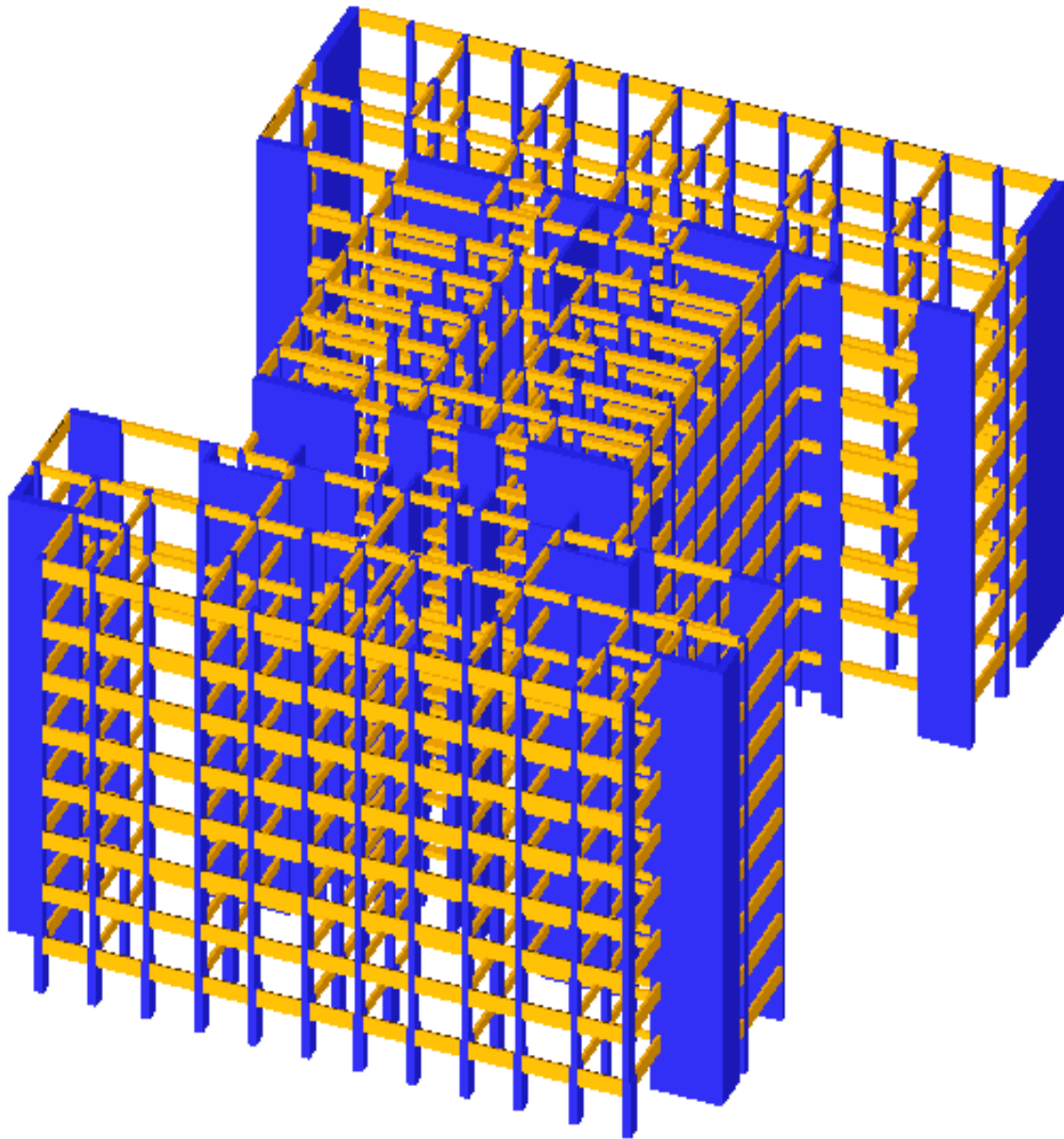
- a. Τα νέα τοιχώματα που τοποθετούνται παραλαμβάνουν το 90% περίπου της σεισμικής τέμνουσας σε κάθε διεύθυνση.
- b. Τα υφιστάμενα υποστυλώματα παραλαμβάνουν με ασφάλεια το υπόλοιπο 10% της σεισμικής τέμνουσας.
- c. Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων συμβάλει προφανώς και στη μείωση των μετακινήσεων.

5.3.2 Ξυλότυπος ένωσης με τοιχώματα



Σχ. 5.5 Ξυλότυπος απλής ένωσης

5.3.3 3D απεικόνιση απλής ένωσης



Σχ. 5.6 3D απεικόνιση απλής ένωσης

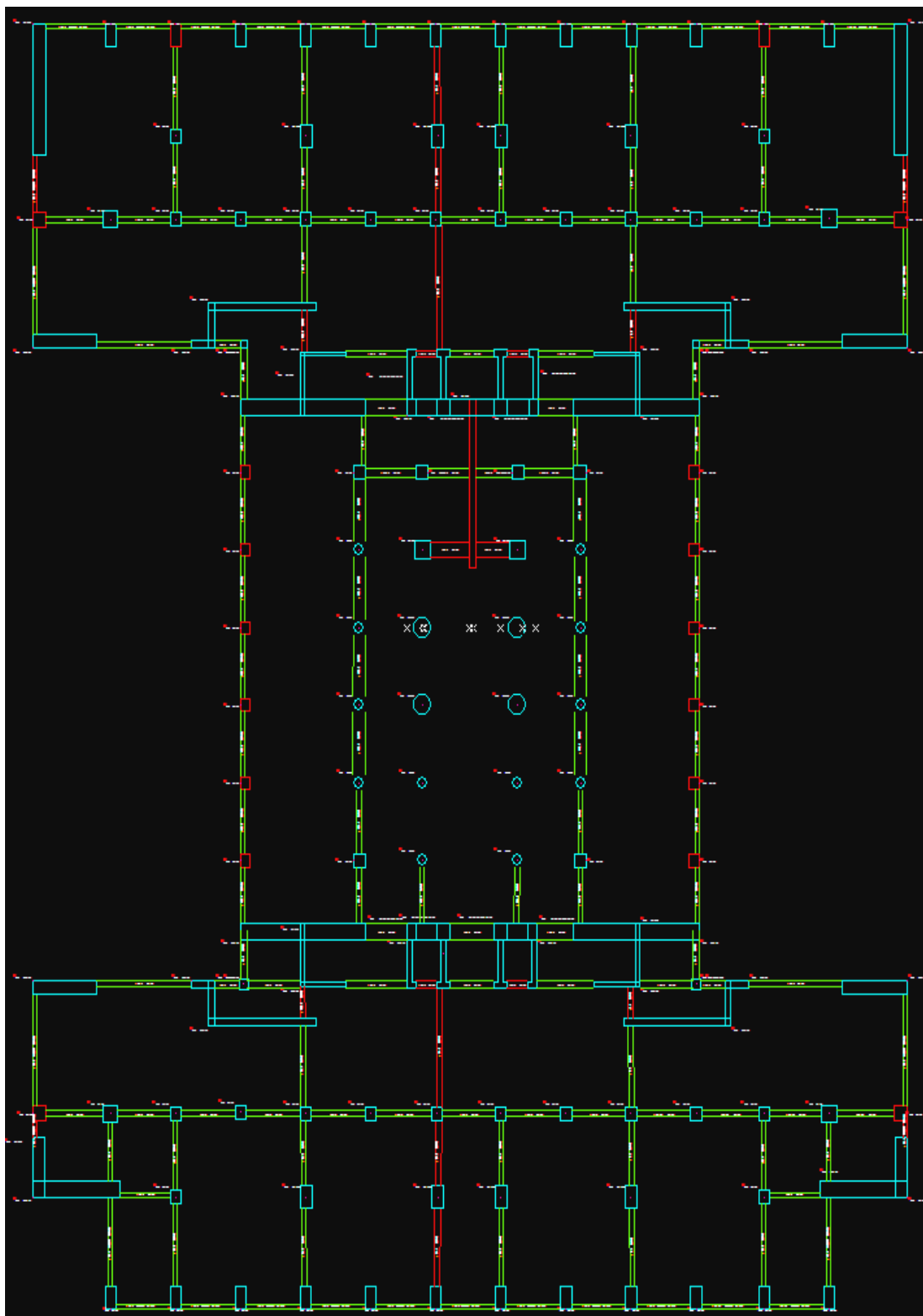
5.3.4 Διαδικασία διαστασιολόγησης

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενα κεφάλαια, λόγω του μεγέθους του κτιρίου κρατήσαμε ως βάση το μεσαίο κτίριο 2, διαστασιολογημένο κατά EC2/8 και κατασκευάσαμε στην πάνω και κάτω πλευρά τα κτίρια 1,3. Όλα τα μέλη (πλάκες, δοκοί, υπ/τα) χαρακτηρίστηκαν ως υφιστάμενα έχοντας μία μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος/χάλυβα, ενώ τα τοιχώματα ως νέα έχοντας χαρακτηριστικές αντοχές. Χειριστήκαμε τα νέα τοιχώματα με τη διαδικασία της προσθήκης. Αυτή η διαδικασία έγινε για να δούμε κατά πόσο βελτιώνεται η συμπεριφορά της υφιστάμενης κατασκευής με την προσθήκη των τοιχωμάτων, ποιές από τις διατομές επαρκούν, αλλά και να γίνει μία πιο αντιπροσωπευτική όπλιση των νέων μελών. Στον πίνακα 6.1 παρουσιάζονται οι βασικές παράμετροι της διαδικασίας:

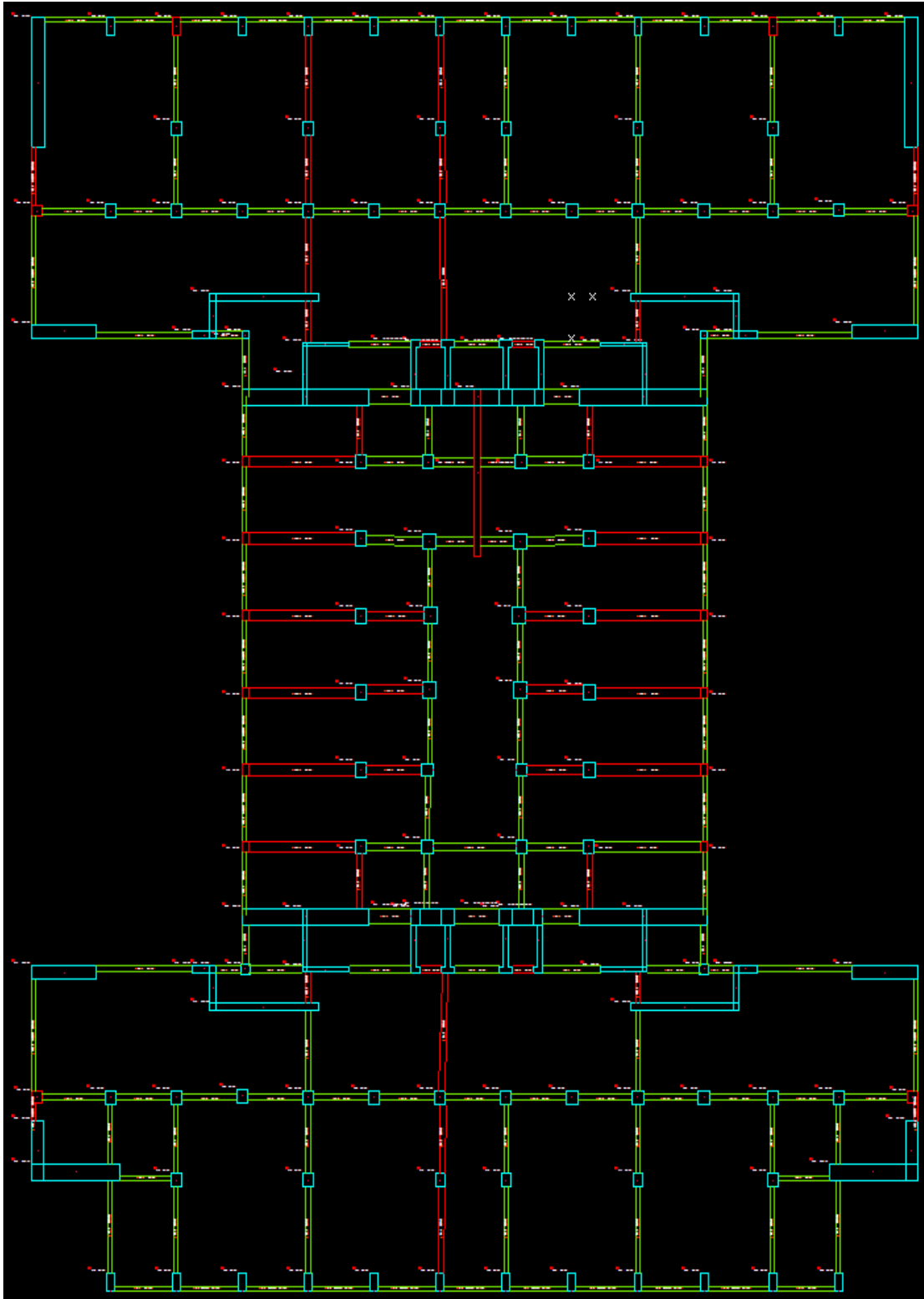
Διαστασιολόγηση ένωσης με τοιχώματα		
	Υφιστάμενα	Νέα/Ενισχυόμενα
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20 Μέση αντοχή σκ/τος: 28MPa Χάλυβας οπλισμού: stI Μέση αντοχή χάλυβα: 280MPa Επικαλύψεις οπλισμών (πλάκες: 10mm, υπ/τα, δοκοί: 15mm)	Σκυρόδεμα: C25/30 Χάλυβας: B500C Επικαλύψεις οπλισμών (υπ/τα,δοκοί: 25mm)
Φορτία	Πρόσθετο μόνιμο φορτίο επί των πλακών $g=2,5 \text{ kN/m}^2$ Κινητό φορτίο επί των πλακών $q=3,5 \text{ kN/m}^2$ Πρόσθετο μόνιμο φορτίο επί των περιμετρικών δοκών: $-6,0 \text{ kN/m}^2$	
Σεισμός	EC2-EC8	
	Σεισμική ζώνη $I-a_{gr} = 0,16g$ Κατηγορία εδάφους = B Κατηγορία σπουδαιότητας: III (χώροι συνάθροισης) Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,20$ ΚΠΜ	

Πίν. 5.8 Βασικές παράμετροι διαδικασίας διαστασιολόγησης

5.3.5 Απεικόνιση ανεπαρκείων ένωσης με τοιχεία



Σχ. 5.7 Ανεπάρκειες ισογείου ένωσης με τοιχεία (επισημαίνονται με κόκκινο)



Σχ. 5.8 Ανεπάρκειες 7^{ου} ορόφου ένωσης με τοιχεία (επισημαίνονται με κόκκινο)

5.3.6 Ανεπάρκειες υποστυλωμάτων

Είναι ξεκάθαρο ότι η ένωση των κτιρίων και η προσθήκη των αντισεισμικών τοιχωμάτων βελτιώνει κατά πολύ τις ανεπάρκειες που εμφανίζονται. Όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα, από τα 475 υπ/τα και τις 63 δοκούς πλέον οι ανεπάρκειες περιορίζονται σε 56 υπ/τα και 53 δοκούς.

Παρόλο που η πρόταση ενισχύσεων θα έπρεπε να επαρκεί παρουσιάζονται διάφορες ανεπάρκειες σε υπ/τα. Αυτές είναι κυρίως στα υπ/τα K₁₈₀,K₁₉₃,K₂₃₉,K₂₄₀,K₂₃₇,K₂₆₂ που ενώ στη στάθμη του ισογείου ενισχύονται στις παραπάνω δεν προβλέπεται κάποια ενίσχυση. Επόμενα είναι τα K₁₀₇,K₁₁₂,K₁₁₃,K₁₁₄,K₁₁₆,K₁₁₇,K₁₁₈,K₁₁₉,K₁₂₀,K₁₂₁,K₁₂₂ του κτιρίου 2 (τα εξωτερικά των δύο πλευρών των ορόφων 7,8) που αν και η προσθήκη των τοιχωμάτων βελτιώνει κατά μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά της κατασκευής οι διαστάσεις τους στους ορόφους 7,8, είναι ανεπαρκείς.

Βασική ανεπάρκεια είναι και αυτή του τοιχώματος K₃₄₈ του ισογείου. Το πρόγραμμα φαίνεται να οπλίζει υπερβολικά τις ψευδοκολώνες του τοιχώματος ενώ στη μελέτη είναι αρκετά διαφορετικά οπλισμένο. Να σημειωθεί ότι το πρόγραμμα δεν δίνει τη δυνατότητα όπλισης "Μεγάλων Ελαφρά Οπλισμένων Τοιχωμάτων".

5.3.7 Ανεπάρκειες δοκών

Οι ανεπάρκειες δοκών αφορούν κυρίως αυτές που είναι αρκετά μικρού μήκους και συνδέονται σε ένα ή δύο άκρα τους με τοιχεία. Οι δοκοί που δεν επαρκούν κατά τη διαδικασία της διαστασιολόγησης είναι αρκετές. Στην πρόταση ενίσχυσης που υλοποιείται δεν υπάρχει καμία πρόβλεψη για τις δοκούς. Πιο συγκεκριμένα συμπεράσματα για τις ανεπάρκειες μελών θα βγάλουμε και στη διαδικασία αποτίμησης της Φ.Ι. της κατασκευής καθώς κι από την ανελαστική στατική ανάλυση. Στον πίνακα 5.9 φαίνονται πιο λεπτομερώς οι ανεπάρκειες που εμφανίζονται από τη διαδικασία της διαστασιολόγησης.

5.3.8 Συγκεντρωτικές ανεπάρκειες μελών ένωσης με τοιχεία

Ανεπάρκειες	Ένωση με τοιχεία	
	Κτίρια 1,3	Κτίριο 2
Αστοχία υπ/τος σε διάτμηση	-	-
Αστοχία ελέγχου επάρκειας υπ/τος με το μέγιστο οπλισμό	K ₃₄₈ (0), K ₁₈₀ (1-6), K ₁₉₃ (1-6), K ₂₃₉ (1-7) K ₂₄₀ (1-7) K ₂₃₇ (4-6), K ₂₆₂ (5,6)	K ₁₀₇ (7,8), K ₁₁₂ (7,8), K ₁₁₃ (7,8) K ₁₁₄ (7,8), K ₁₁₅ (7,8), K ₁₁₆ (7,8), K ₁₁₇ (7,8), K ₁₁₈ (7,8) K ₁₁₉ (7,8), K ₁₂₀ (7,8), K ₁₂₁ (7,8), K ₁₂₂ (7,8)
Υπέρβαση μέγιστου οπλισμού δοκών	-	-
Αστοχία δοκού σε διάτμηση	Δ _{8.4} (0), Δ _{41.1} (2-5), Δ _{42.1} (2-5), Δ _{43.2} (4-6), Δ _{43.5} (4,6), Δ _{84.2} (2-7), Δ _{84.4} (3-7), Δ _{92.1} (5), Δ _{99.1} (0-7), Δ _{132.1} (0,2-6), Δ _{133.1} (1-6)	Δ _{21.1} (2,3), Δ _{21.2} (2-5)
Συνολικά	Υπ/τα: 32	Υπ/τα: 24
	Δοκοί: 47	Δοκοί: 6

Πίν. 5.9 Συγκεντρωτικές ανεπάρκειες διαδικασίας διαστασιολόγησης

5.3.9 Δυσκαμψία

Όσον αφορά τη δυσκαμψία, παρατηρείται αισθητή αύξηση. Ενώ στην απλή ένωση π.χ. η δυσκαμψία ΚΧι ισογείου ήταν 0.64278E+07 μετά την ενίσχυση αυξάνεται σε 0.28884E+08. Αυτή είναι και η αιτία που οι μετακινήσεις πλέον του κτιρίου περιορίζονται σημαντικά, βελτιώνοντας τη συμπεριφορά του κτιρίου και μειώνοντας τον κίνδυνο δημιουργίας μηχανισμού ορόφου.

Όροφος	Δυσκαμψία ΚΧι (kN/m)	Μεταβολή καθ' ύψος	Δυσκαμψία ΚΖι (kN/m)	Μεταβολή καθ' ύψος
8	0.90141E+06	-68%	0.78222E+06	-64%
7	0.28768E+07	-41%	0.21848E+07	-40%
6	0.48842E+07	-18%	0.36558E+07	-17%
5	0.60134E+07	-14%	0.44154E+07	-13%
4	0.70486E+07	-15%	0.50874E+07	-14%
3	0.83013E+07	-18%	0.59552E+07	-15%
2	0.10180E+08	-26%	0.70834E+07	-23%
1	0.13862E+08	-52%	0.92624E+07	-47%
Ισόγειο	0.28884E+08	-	0.17737E+08	-

Πίν. 5.10 Δυσκαμψία ένωσης με τοιχώματα και μεταβολή της καθ' ύψος

5.3.10 Σύγκριση μεταβολής μάζας καθ' ύψος των δύο ενώσεων

Η προσθήκη αντισεισμικών τοιχωμάτων σε σχέση με την απλή ένωση των κτιρίων αύξησε τη μάζα της κατασκευής. Όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα:

Όροφος	Μάζα mi με τοιχώματα (ton)	Μάζα mi απλής ένωσης (ton)	Μεταβολή
8	0.61833E+03	0.56555E+03	+9.33%
7	0.24469E+04	0.21546E+04	+13.57%
6	0.27329E+04	0.23309E+04	+17.25%
5	0.26155E+04	0.23126E+04	+13.10%
4	0.26711E+04	0.23121E+04	+15.73%
3	0.26752E+04	0.23223E+04	+15.20%
2	0.26852E+04	0.23297E+04	+15.26%
1	0.27005E+04	0.23256E+04	+16.12%
Ισόγειο	0.27284E+04	0.23343E+04	+16.88%

Πίν. 5.11 Σύγκριση μεταβολής μάζας καθ' ύψος των δύο ενώσεων

5.3.11 Σύγκριση μεταβολής δυσκαμψίας των δύο ενώσεων

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει ότι η ενίσχυση με αντισεισμικά τοιχώματα αν κι αυξάνει τη μάζα της κατασκευής περίπου κατά 15% σε κάθε όροφο (πιν. 5.11), αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία κατά τις δύο διευθύνσεις τις κατασκευής, γεγονός που βελτιώνει τη συμπεριφορά του υφιστάμενου κτιρίου κατά τη σεισμική διέγερση.

Όροφος	Δυσκαμψία ΚΧι με τοιχώματα (kN/m)	Δυσκαμψία ΚΧι απλής ένωσης (kN/m)	Μεταβολή
8	0.90141E+06	0.38980E+06	+131.25%
7	0.28768E+07	0.16897E+07	+70.26%
6	0.48842E+07	0.25568E+07	+91.03%
5	0.60134E+07	0.29128E+07	+106.45%
4	0.70486E+07	0.31638E+07	+122.79%
3	0.83013E+07	0.34375E+07	+141.49%
2	0.10180E+08	0.38086E+07	+167.29%
1	0.13862E+08	0.44519E+07	+211.37%
Ισόγειο	0.28884E+08	0.64278E+07	+349.36%

Πίν. 5.12 Σύγκριση μεταβολής δυσκαμψίας καθ' ύψος των δύο ενώσεων κατά Χ

Όροφος	Δυσκαμψία ΚΖι με τοιχώματα (kN/m)	Δυσκαμψία ΚΖι απλής ένωσης (kN/m)	Μεταβολή
8	0.78222E+06	0.25267E+06	+209.59%
7	0.21848E+07	0.11480E+07	+90.31%
6	0.36558E+07	0.18650E+07	+96.02%
5	0.44154E+07	0.21370E+07	+106.62%
4	0.50874E+07	0.23004E+07	+121.15%
3	0.59552E+07	0.24550E+07	+142.57%
2	0.70834E+07	0.26901E+07	+163.31%
1	0.92624E+07	0.32149E+07	+188.11%
Ισόγειο	0.17737E+08	0.51973E+07	+241.27%

Πίν. 5.12 Σύγκριση μεταβολής δυσκαμψίας καθ' ύψος των δύο ενώσεων κατά Ζ

5.3.12 Τιμές δεσπόζουσων ιδιοπεριόδων κατασκευής

Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου των φορέων για κάθε κατεύθυνση σεισμικής φόρτισης, για τις τέσσερις περιπτώσεις θεώρησης μετατόπισης μάζας κατά τις διευθύνσεις $\pm X$ και $\pm Z$.

Μετατόπιση μάζας	Ιδιοπερίοδος (s)		Σεισμική επιτάχυνση a (m/s ²)	
	Δεσπόζουσα κατά Z	Δεσπόζουσα κατά X	Κατά Z	Κατά X
$\pm X$	0.6945	0.5604	2.03418	2.52063
$\pm Z$	0.6826	0.5282	2.06945	2.67465

Πίν. 5.13 Τιμές δεσποζουσών ιδιοπεριόδων και σεισμικής επιτάχυνσης

Παρατηρείται μείωση κατά 50% (περίπου) στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής και αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης αντίστοιχα κατά 50%.

5.3.13 Σύγκριση δεδομένων σεισμικής επίλυσης των δύο ενώσεων

Κι εδώ παρατηρείται σημαντική αύξηση της σεισμικής τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει ο ενισχυμένος φορέας

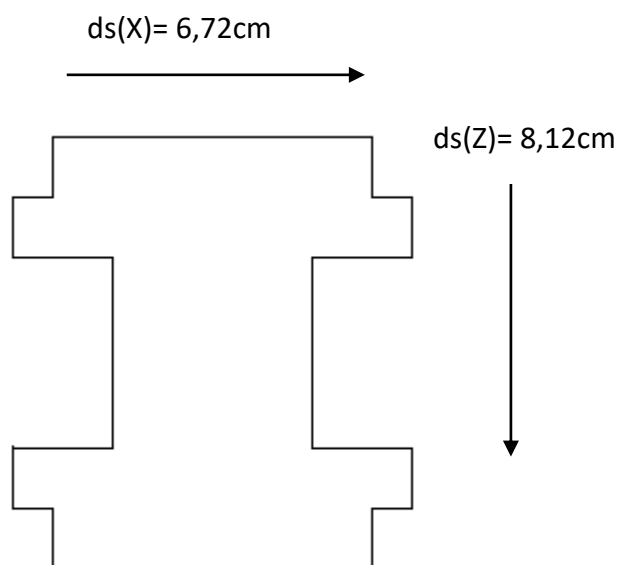
Σεισμός	Τέμνουσα βάσης απλής ένωσης (kN)	Τέμνουσα βάσης ένωσης με τοιχώματα (kN)	Μεταβολή
X [+Z]	21.419,04	37.289,74	+74.10%
X [-Z]	22.012,08	30.654,55	+39.26%
Z [+X]	19.105,73	32.016,46	+67.90%
Z [-X]	18.957,4	31.797,62	+67.73%

Πίν. 5.14 Τέμνουσες βάσης ενώσεων και μεταβολή της

5.3.14 Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων

Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα της επίλυσης, πλέον τα τοιχώματα παραλαμβάνουν κατά τις διευθύνσεις Χ,Ζ πολύ μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας: $n_X=0,865$, $n_Z=0,710$ απαλλάσσοντας μας από τον υποχρεωτικό ικανοτικό έλεγχο κόμβων. Παρόλα αυτά παρουσιάζεται μία απόκλιση από τον στόχο της μελέτης που ανέφερε ότι πλέον τα τοιχώματα παραλαμβάνουν το 90% της σεισμικής τέμνουσας.

5.3.15 Μετακινήσεις ένωσης με τοιχεία



Σχ. 5.9 Μετακινήσεις ένωσης με τοιχεία

Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις πλέον περιορίζονται αισθητά, καθώς η απλή ένωση παρουσίαζε αρκετά μεγαλύτερες ($ds(X)=10,31\text{cm}$, $ds(Z)= 11,07$). Αυτό οφείλεται και στη σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου που παρουσιάζεται παραπάνω.

5.3.16 Στατικό σύστημα κτιρίου

Όπως φαίνεται και στον πιν. 5.15, μετά τις ενισχύσεις δεν βελτιώνεται το στατικό σύστημα του κτιρίου το οποίο παραμένει "στρεπτικά εύκαμπτο" με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.00$ και για τις δύο διευθύνσεις.

Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P { $r > l_s$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	r_I [m]	>	l_s [m]	r_{II} [m]	>	l_s [m]
9	31.63	23.48	>	10.18	19.78	>	10.18
8	28.19	23.48	>	21.88	19.79	?	21.88
7	24.30	23.48	>	21.82	19.78	?	21.82
6	20.86	23.48	>	21.96	19.76	?	21.96
5	17.42	23.48	>	21.81	19.78	?	21.81
4	13.98	23.48	>	21.84	19.78	?	21.84
3	10.54	23.48	>	21.85	19.78	?	21.85
2	7.10	23.48	>	21.82	19.78	?	21.82
1.πν	3.66	23.48	>	22.32	19.79	?	22.32

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά εύκαμπτο.

Πίν. 5.15 Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ένωσης με τοιχεία

6 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΞΕΧΩΡΙΣΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης διαφορετικών κανονισμών (EC2/8, BΔ54) αλλά και προσθήκης επιμέρους στοιχείων (απλή ένωση, ένωση με τοιχώματα) που εισάγονται, για τη διαδικασία αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας. Τέλος, έγινε διερεύνηση της επάρκειας της μελέτης ενίσχυσης όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την αποτίμηση της Φ.Ι. χρησιμοποιήθηκε η ανελαστική στατική ανάλυση (Push-Over).

6.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, τα κτίρια ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας III (χώροι συνάθροισης κοινού). Με βάση τις προδιαγραφές που ορίζει ο EC8-1§2.1(1) ο συνιστώμενος συνδυασμός στόχων είναι ο A2+B1+Γ0 ενώ ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνιστά A2+B1+Γ1. Στις αναλύσεις αξιοποιήσαμε το συνδυασμό που ορίζει ο EC, αλλά το πρόγραμμα περιλαμβάνει και τους στόχους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στον πίνακα 6.1 παρουσιάζονται οι βασικές παράμετροι της διαδικασίας αποτίμησης.

Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης			
Στάθμες επιτελεστικότητας	DL (περιορισμός βλαβών)	SD(σημαντικές βλάβες)	NC(οιονεί κατάρρευση)
Πιθανότητα υπέρβασης	50%	10%	5%
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g R$: 0,16g Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I : 1.200 Συμβατικός χρόνος ζωής: 50 έτη Περίοδος επαναφοράς: 475 έτη			
Α' κατανομή φόρτισης: Όμοιομορφη Β' κατανομή φόρτισης: Ιδιομορφική Συνολικά πραγματοποιήθηκαν 32 φορτίσεις			
Μέθοδος επίλυσης: Μετατοπίσεων Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης: Μέθοδος των συντελεστών (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.)			
Φαινόμενα 2 ^{ας} τάξεως: Ναι Επιρροή περισφιγξης: Όχι Έλεγχος σε τέμνουσα: Ναι			

Πιν. 6.1 Βασικές παράμετροι διαδικασίας αποτίμησης

6.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ Φ.Ι. ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Στόχος της μελέτης είναι η αποτίμηση της Φ.Ι. κάθε κτιρίου ξεχωριστά, καθώς κι η εξαγωγή των διαγραμμάτων δύναμης-μετακίνησης/απαίτησης-ικανότητας για τις δύο διαστασιολογήσεις (κατά EC2/8 και ΒΔ54) που περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 5 αλλά και η σύγκριση των αποτελεσμάτων με αυτά της απλής ένωσης. Για να βγάλουμε συμπεράσματα συγκρίναμε τα διαγράμματα των εξής φορτίσεων: 1) 0.00°, (+30%), +e 2) 90.00°, (+30%), +e

6.3.1 Κτίρια 1,3

Χαρακτηριστικές τιμές καμπύλης F-d				
Διαστασιολόγηση	Διεύθυνση φόρτισης (°)	Στοχευόμενη μετακίνηση		Μέγιστη τιμή τέμνουσας βάσης (kN)
		F (kN)	Sd (cm)	
ΒΔ54	0	4.944,59	4,844	11.596,00
	90	4.933,03	7,389	11.104,90
EC2	0	8.279,77	5,653	17.718,70
	90	9.918,73	9,017	20.833,70

Πίν. 6.1 Χαρακτηριστικές τιμές καμπύλης F-d πρότυπου κτιρίου

6.3.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης - ικανότητας κτιρίων 1,3

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης-ικανότητας που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως προέκυψαν από τις 32 επιλύσεις που έγιναν για κάθε μέθοδο διαστασιολόγησης του πρότυπου κτιρίου (ΒΔ54/EC). Όπως φαίνεται το κτίριο παρουσιάζει αρκετές ανεπάρκειες και δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις του κανονισμού.

Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ./EC8.1 ΒΔ54				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	38έτη < 72έτη!	578έτη > 475έτη	674έτη < 975έτη !	38έτη < 975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	73.05% > 50%!	8.29% < 10%	7.15% < 5% !	73.05% > 5%!
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 7.1cm Z= 8.9cm	X= 13.8cm Z= 17.2cm	X= 18cm Z= 22.4cm	

Πίν 6.2 Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας διαστασιολόγησης με ΒΔ54

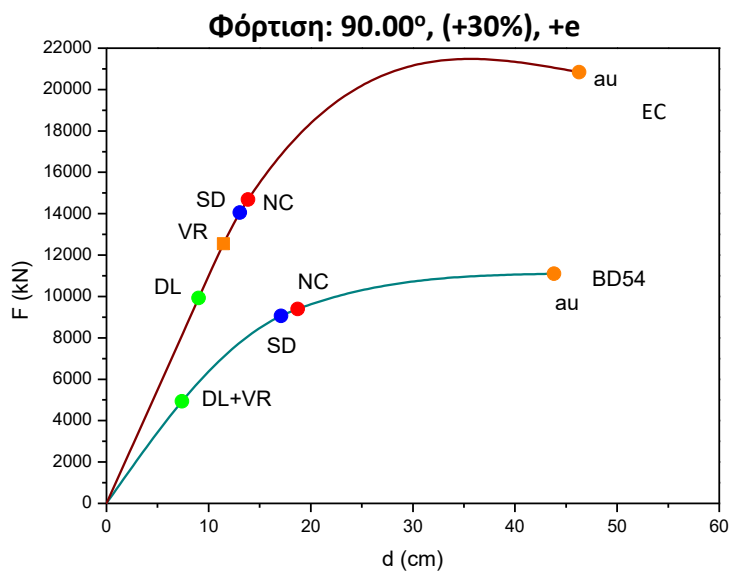
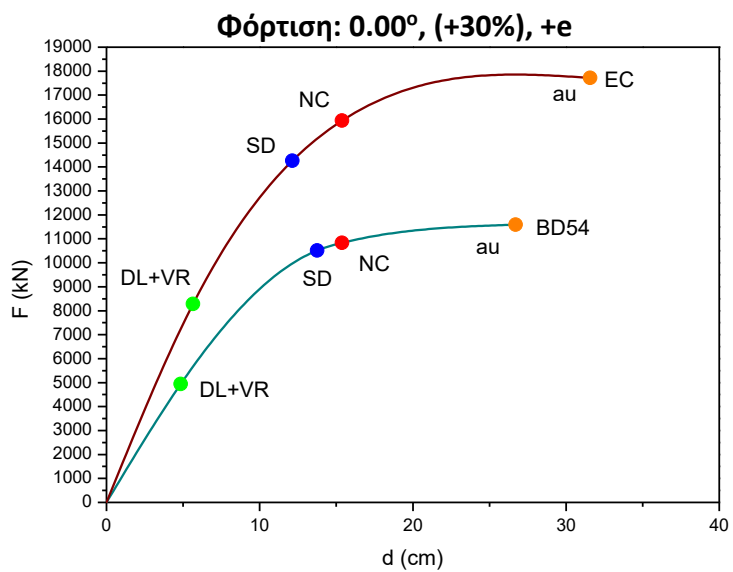
Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. /EC8.1 EC2/8				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	42έτη < 72έτη!	394έτη < 475έτη!	403έτη < 975έτη!	42έτη < 975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	69.24% > 50%!	11.92% > 10% !	11.68% < 5% !	69.24% > 5%!
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 5.9cm Z= 6.9cm	X= 11.4cm Z= 13cm	X= 14.7cm Z= 16.6cm	

Πίν 6.3 Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας διαστασιολόγησης με EC

6.3.3 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 1,3

Για τις προαναφερθείσες φορτίσεις παρουσιάζονται κι οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας του φορέα συγκριτικά, για διαστασιολόγηση κατά EC και ΒΔ54. Παρατηρούμε ότι η διαστασιολόγηση κατά EC βελτιώνει αισθητά τη συμπεριφορά της κατασκευής αυξάνοντας κατά πολύ την αντοχή της, όσον αφορά την επιβαλλόμενη σεισμική δύναμη αλλά και τις μετακινήσεις που αντέχει. Αν και δεν ήταν εφικτή η παρουσίαση/σύγκριση και μιας ιδιομορφικής φόρτισης η συμπεριφορά της κατασκευής που έχει διαστασιολογηθεί κατά EC είναι αισθητά καλύτερη από αυτήν κατά ΒΔ54.

Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 1,3



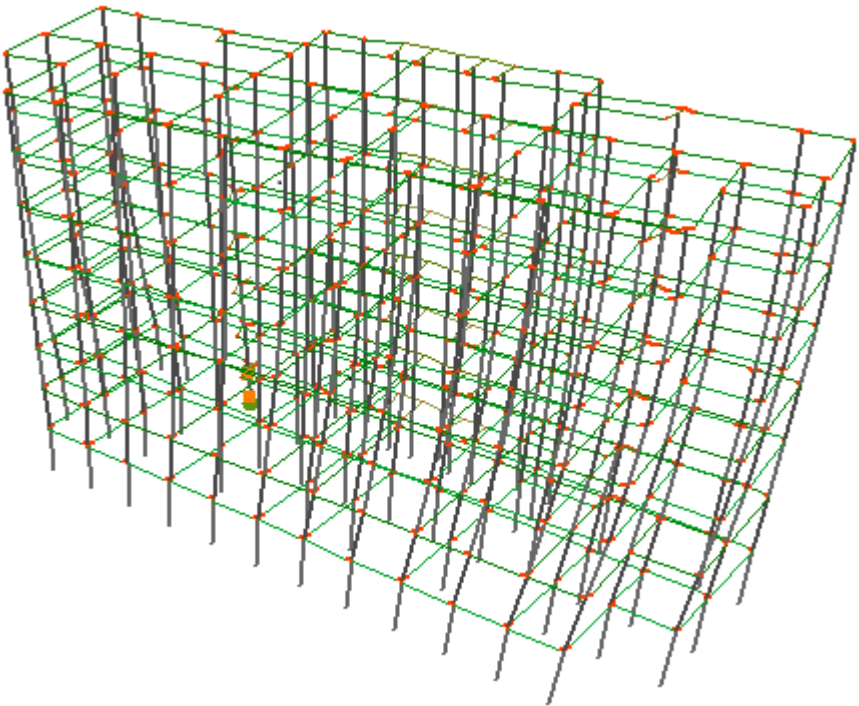
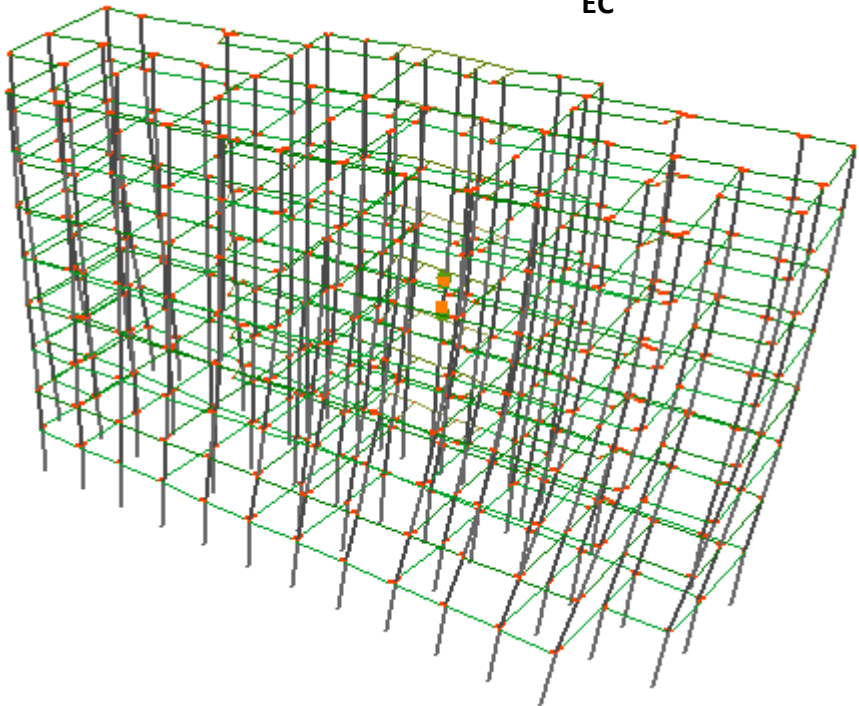
Πίν 6.4 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 1,3 διασ. κατά EC-BΔ54

6.3.4 Ανεπάρκειες ανάλυσης Push-Over κτιρίων 1,3

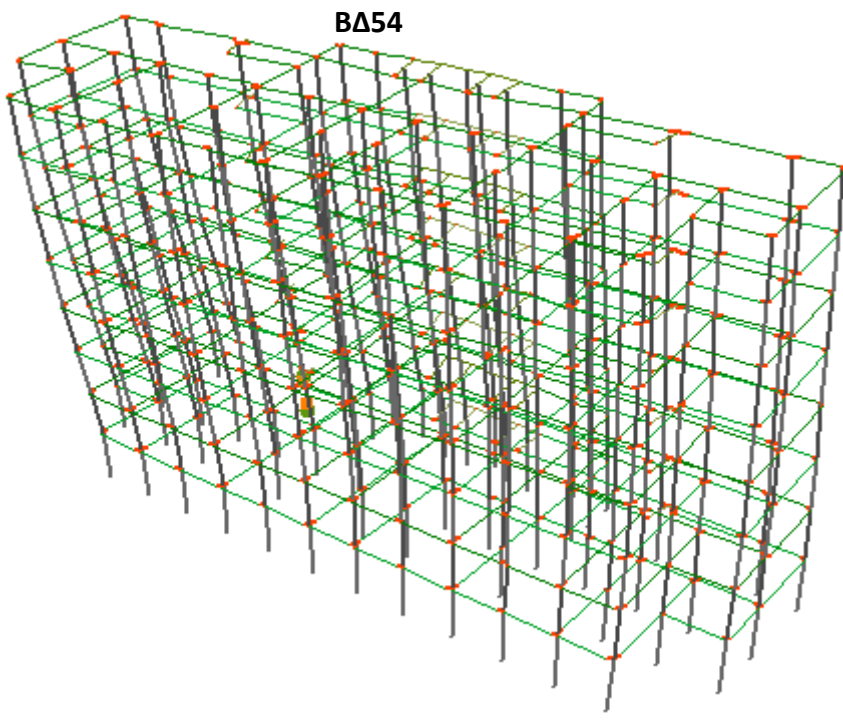
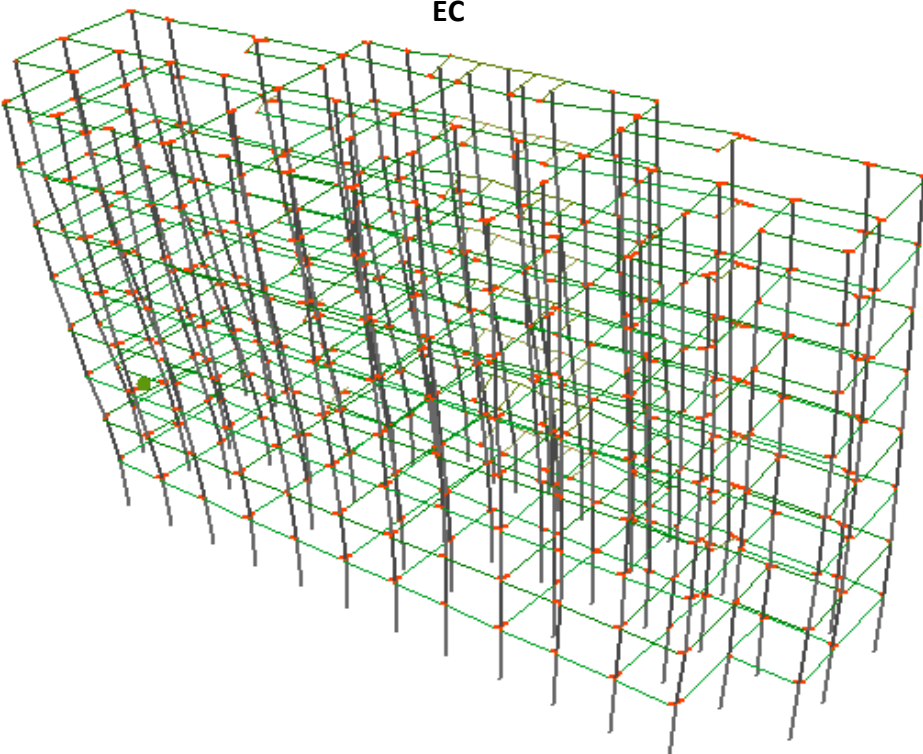
Ανεπάρκειες Push-over: Κτίριο 1,3				
BΔ54			EC	
Στάθμες επιτελ.	Δοκοί	Υπ/τα	Δοκοί	Υπ/τα
DL	Δ _{12.1} (0,1,3), Δ _{11.1} (1-3), Δ _{2.2} (3), Δ _{9.1} (3), Δ _{10.1} (3) Δ _{14.1} (4), Δ _{14.2} (5) Δ _{16.1} (3,4), Δ _{19.1} (3), Δ _{20.1} (3-5), Δ _{20.2} (4) Δ _{3.1} (4,6), Δ _{7.1} (4),	-	-	-
SD	-	-	-	K ₃ (0), K ₁₀ (0)
NC	-	K ₇₆ (1,2), K ₈₁ (1), K ₈₂ (1,2) K ₈₃ (1)	-	K ₃ (0), K ₁₀ (0), K ₂₈ (2) K ₃₀ (2,3), K ₄₁ (2-4), K ₅₉ (0-3)
VR	-	K ₃ (0), K ₁₀ (0) K ₂₁ (1,2,5-7), K ₅₉ (0-6) K ₇₂ (1), K ₇₃ (1,2), K ₇₆ (0-4), K ₈₁ (0-3), K ₈₂ (0-5), K ₈₃ (0-4)	Δ _{22.2} (0), Δ _{23.1} (0-4) Δ _{23.5} (0), Δ _{24.1} (0-2) Δ _{24.3} (0), Δ _{1.2} (1,2) Δ _{2.1} (1-3), Δ _{3.1} (1-3) Δ _{13.1} (1), Δ _{22.1} (1-3) Δ _{22.4} (1,2), Δ _{23.5} (1,2) Δ _{24.4} (1-3), Δ _{7.1} (2,3) Δ _{12.1} (5,6), Δ _{16.1} (5) Δ _{11.1} (6), Δ _{17.1} (5)	K ₁₅ (2), K ₂₁ (3), K ₂₈ (2-4) K ₃₀ (1-5), K ₃₁ (2-4), K ₃₈ (2,3) K ₄₀ (2,3), K ₄₁ (1-4), K ₅₉ (0-3) K ₇₆ (0), K ₈₁ (0), K ₈₃ (0,1)
Στατικά φορτία	Δ _{1.5} (0-7), Δ _{1.7} (0-7)	-	-	-
Σύνολο	37	43	37	43

Πίν. 6.5 Ανεπάρκειες ανάλυσης Push-Over για τους δύο τρόπους διαστασιολόγησης

6.3.5 Αστοχία πρώτου μέλους κτιρίων 1,3 για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

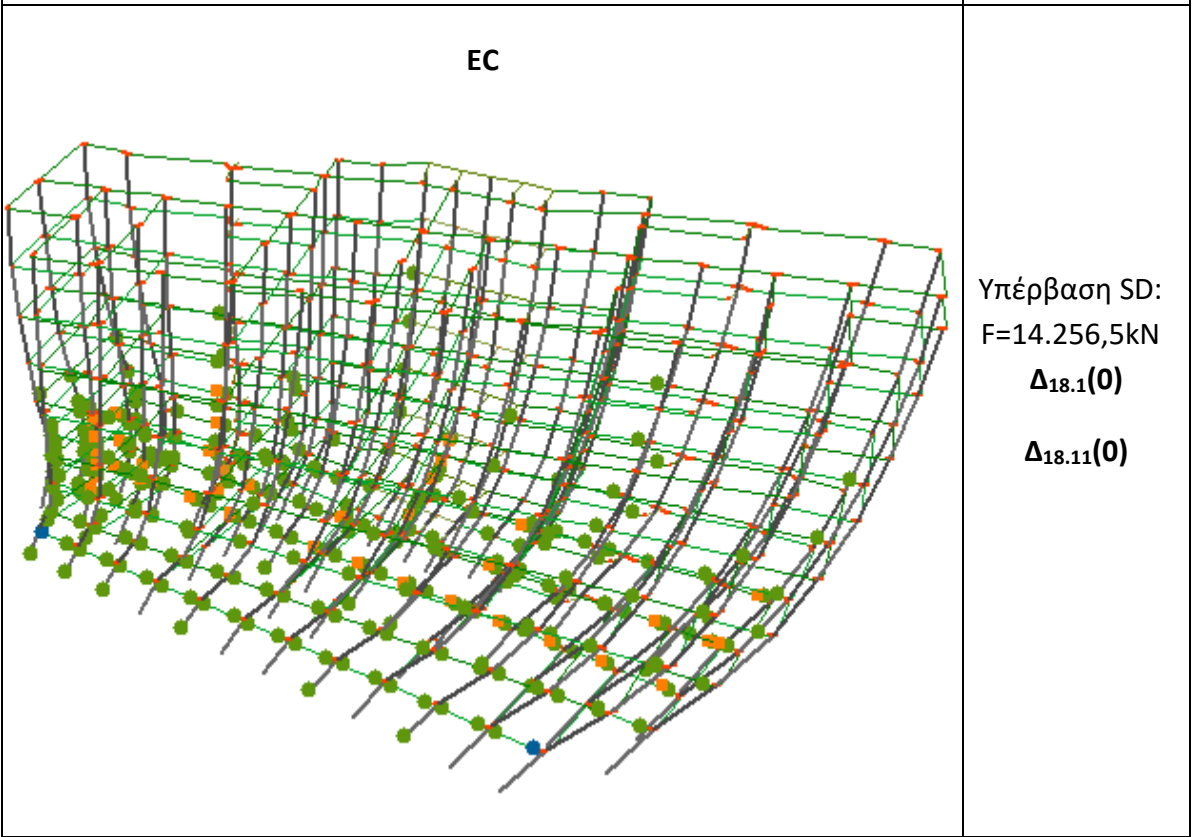
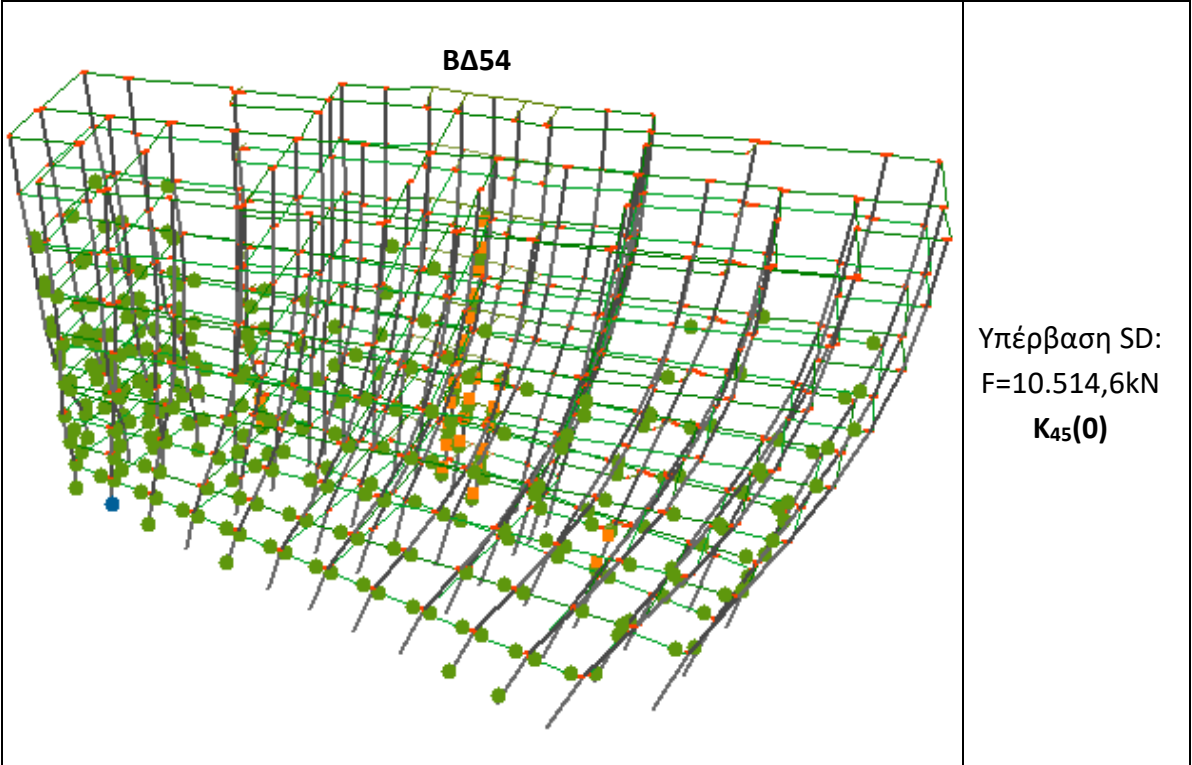
Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας DL+VR Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e	
ΒΔ54 	<p>Ταυτόχρονη υπέρβαση στάθμης DL και αντοχής σε τέμνουσα</p> <p>F= 4.944,59kN</p> <p>K₃(0)</p>
ΕC 	<p>Ταυτόχρονη υπέρβαση στάθμης DL και αντοχής σε τέμνουσα</p> <p>F= 8.279,77kN</p> <p>K₅₉(0)</p>

Πίν 6.6 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL+VR (0°)

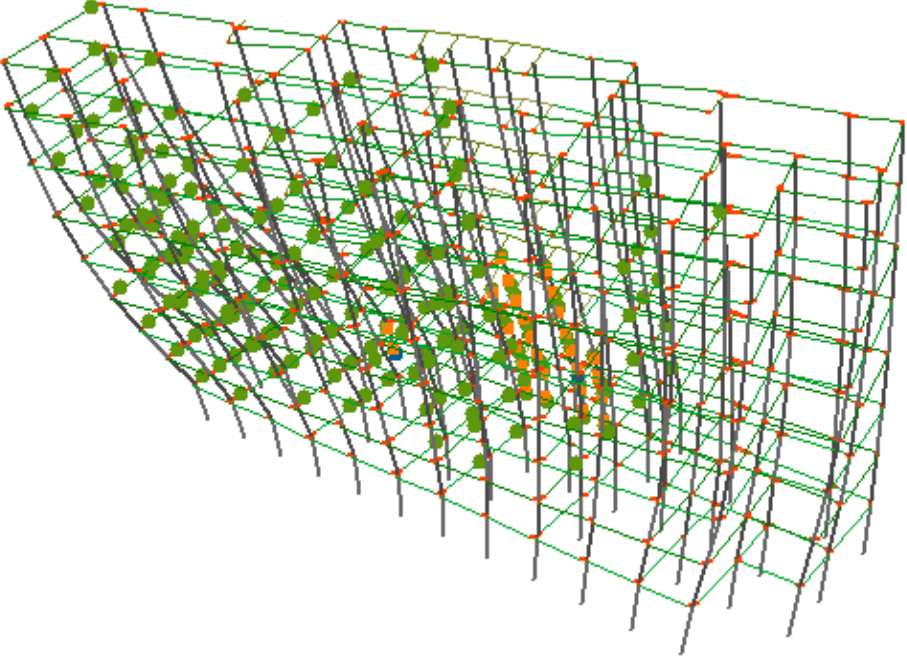
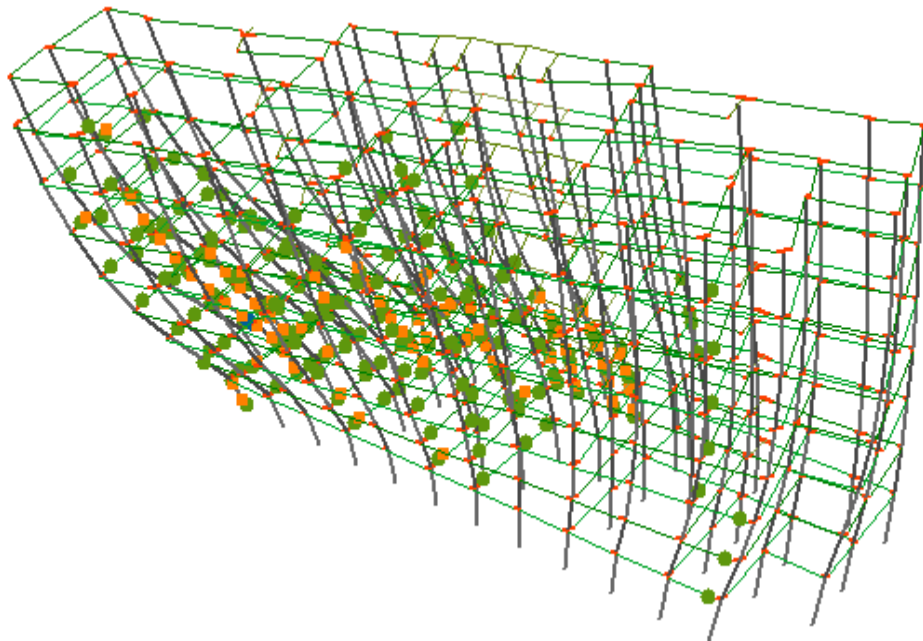
<p style="text-align: center;">Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας DL+VR Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e</p>	
<p>BΔ54</p> 	<p>Ταυτόχρονη υπέρβαση DL και VR: F= 4.933,03kN K₃(0)</p>
<p>EC</p> 	<p>Υπέρβαση DL: F=9.918,93kN Δ_{2,2}(2) Υπέρβαση VR: F= 12.546,7kN K₈₂(0),K₃₀(2)</p>

Πίν 6.7 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL+VR (90°)

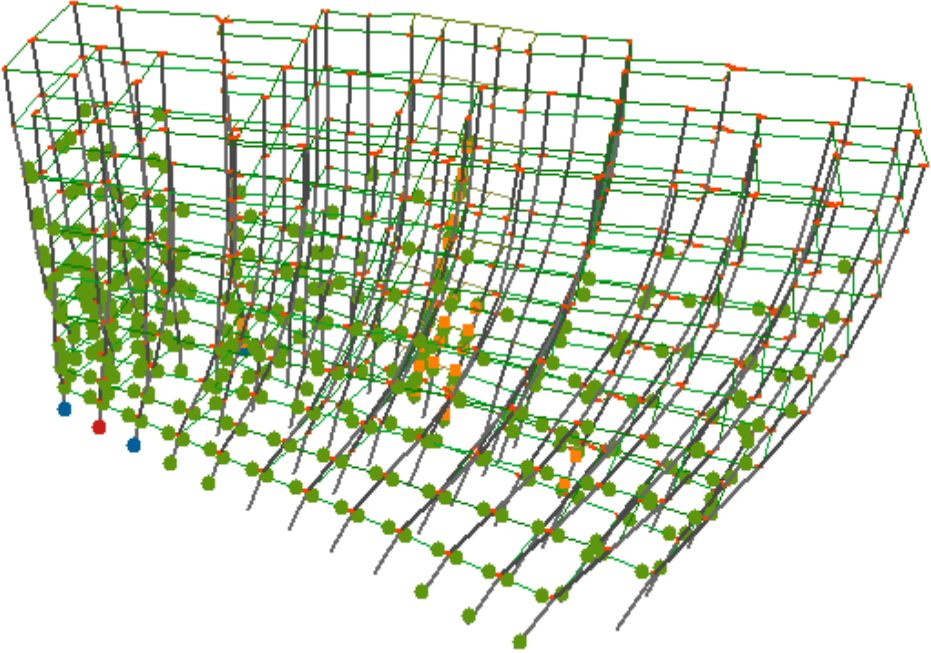
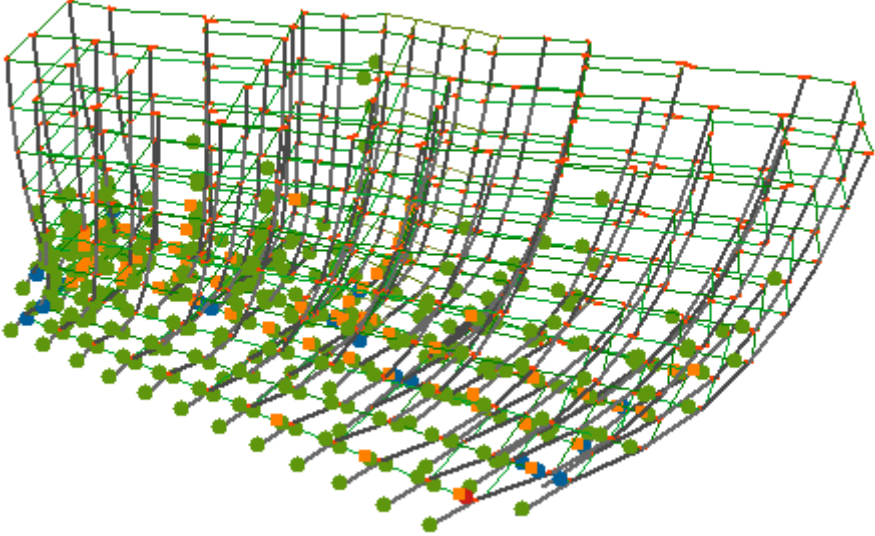
Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας SD
Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e



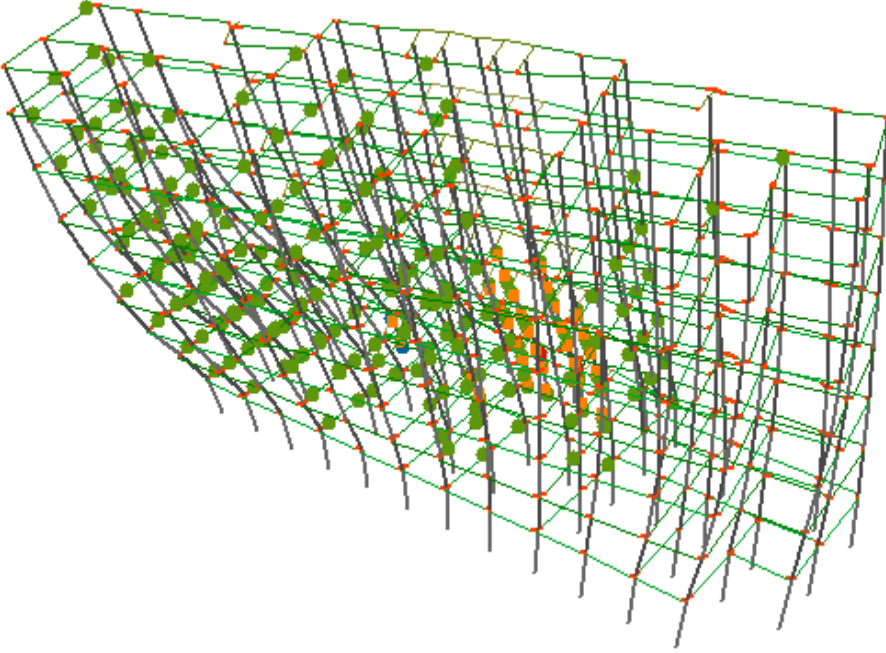
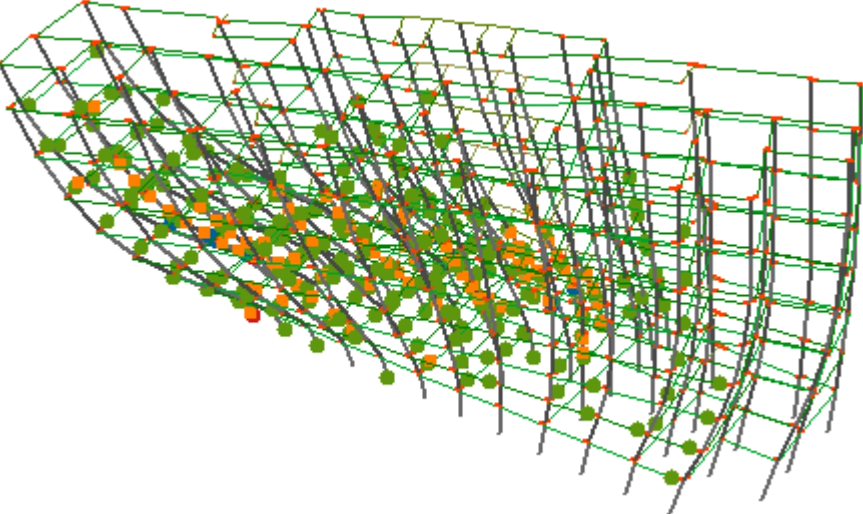
Πίν 6.8 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD (0°)

Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας SD Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e	
ΒΔ54 	<p>Υπέρβαση SD: F=9.061,97kN K₃(0) K₈₃(1)</p>
EC 	<p>Υπέρβαση SD: F=14.048,5kN K₃₀(1) K₃₀(2)</p>

Πίν 6.9 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD (90°)

Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας NC Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e	
ΒΔ54 	<p>Υπέρβαση NC: F=10.838,4kN</p> <p>K₄₅(0)</p>
EC 	<p>Υπέρβαση NC: F=15.938,9kN</p> <p>Δ_{18.11}(0)</p>

Πίν 6.10 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC (0°)

<p style="text-align: center;">Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας NC Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e</p>	
<p>ΒΔ54</p> 	<p>Υπέρβαση NC: F=9.394,08kN K₈₂(1) K₈₃(1)</p>
<p>ΕC</p> 	<p>Υπέρβαση NC: F=14.682,3kN K₄₄(0) K₃₀(1)</p>

Πίν 6.11 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC (90°)

6.3.6 Κτίριο 2

Χαρακτηριστικές τιμές καμπύλης F-d				
Διαστασιολόγηση	Διεύθυνση φόρτισης (°)	Στοχευόμενη μετακίνηση		Μέγιστη τιμή τέμνουσας βάσης
		F(kN)	Sd(cm)	
BΔ54	0	275,51	1,042	4.083,64
	90	491,18	1,046	8.167,57
EC2	0	3.712,46	15,32	5.668,07
	90	4.762,11	27,558	11.301,6

Πίν. 6.12 Χαρακτηριστικές τιμές καμπύλης F-d κτιρίου 2

6.3.7 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης - ικανότητας κτιρίου 2

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης-ικανότητας που ορίζουν οι ΚΑΝ.ΕΠΕ./ΕC8.1 τα οποία προέκυψαν από τις 32 επιλύσεις που έγιναν για κάθε μέθοδο διαστασιολόγησης του Κτιρίου 2 (BΔ54/EC). Όπως φαίνεται το κτίριο παρουσιάζει αρκετές ανεπάρκειες και δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις του κανονισμού.

Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. BΔ54				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	0έτη < 72έτη!	619έτη > 475έτη	956έτη < 975έτη !	7έτη < 975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	100% > 50%!	7,76% < 10%	5,1% > 5% ! < 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	99,95% > 5%! > 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)!
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 13,3cm Z= 11,6cm	X= 24,9cm Z= 22,7cm	X= 31,7cm Z= 29,5cm	

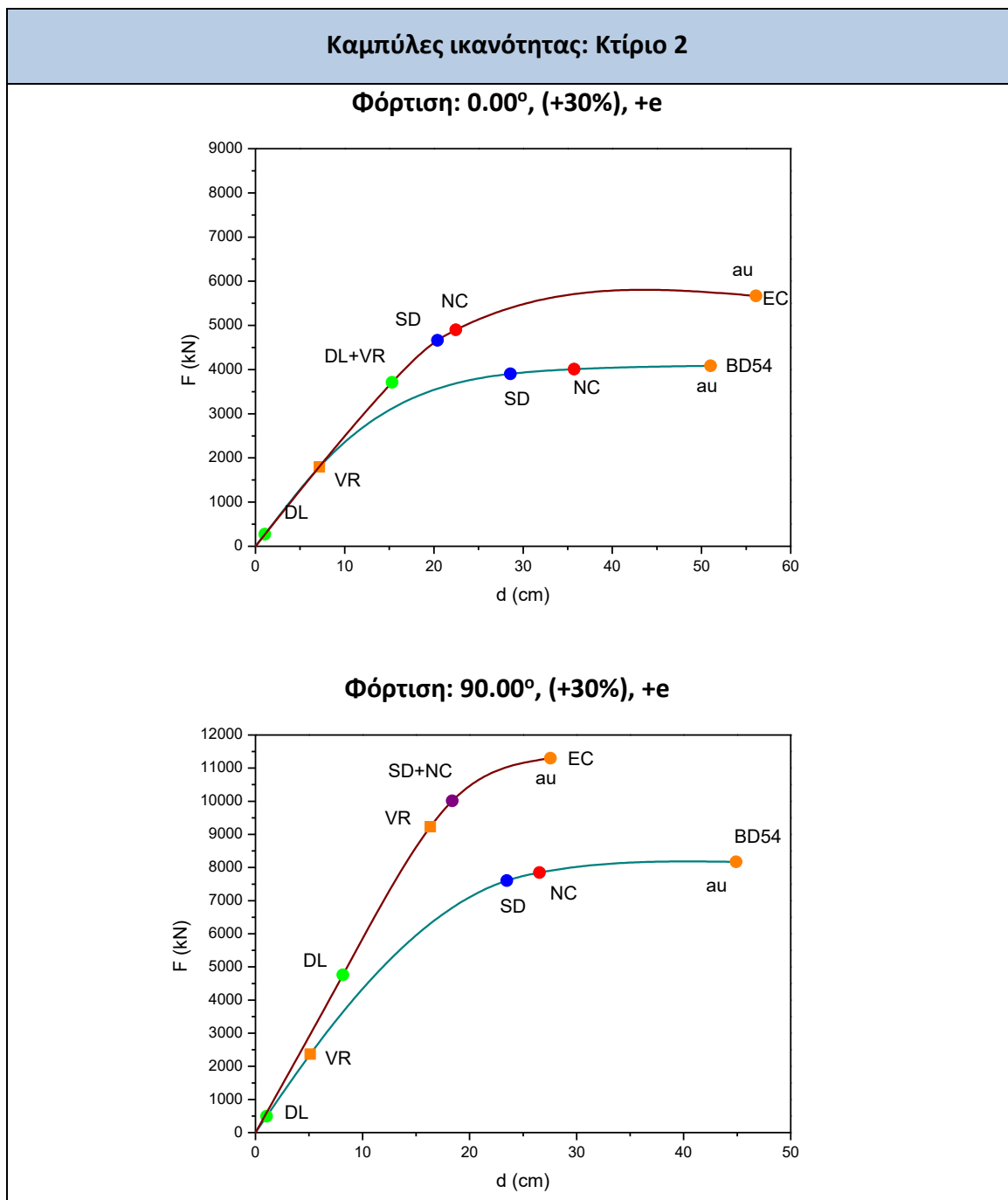
Πίν 6.13 Αποτελέσματα απαίτησης-ικανότητας, διαστασιολόγησης με BΔ54

Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. EC2/8				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	31έτη<72έτη!	401έτη<475έτη!	459έτη<975έτη!	127έτη<975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	80,27% > 50%!	11,71% > 10% !	10,33% > 5% ! > 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)!	32,53% > 5%! > 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)!
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 12,7cm Z= 9,5cm	X= 23,7cm Z= 17,9cm	X= 30,1cm Z= 22,9cm	

Πίν 6.14 Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας διαστασιολόγησης με EC

6.3.8 Καμπύλες ικανότητας κτιρίου 2

Κατ' αντιστοιχία με τη διαδικασία που ακολουθήθηκε για τα κτίρια 1,3, παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες συγκριτικά οι καμπύλες που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου 2 για δύο διευθύνσεις φόρτισης: 1) 0.00°, (+30%), +e, 2) 90.00°, (+30%), +e.



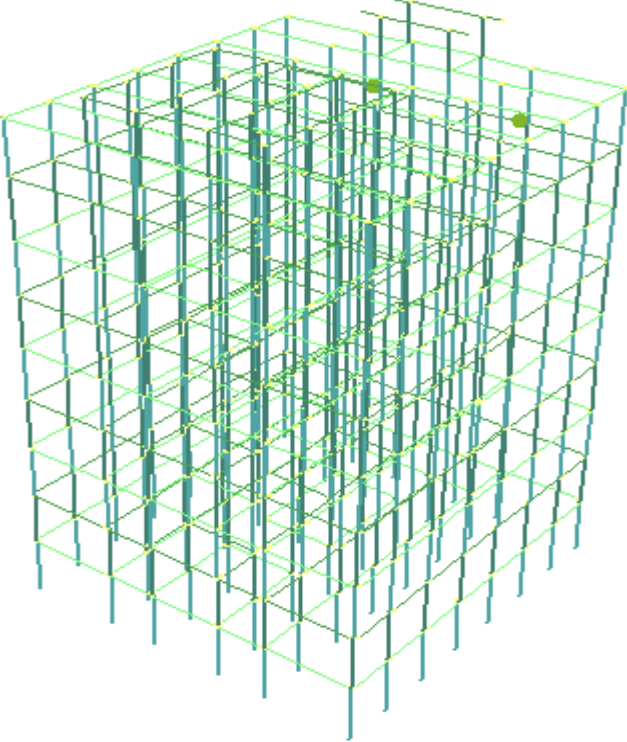
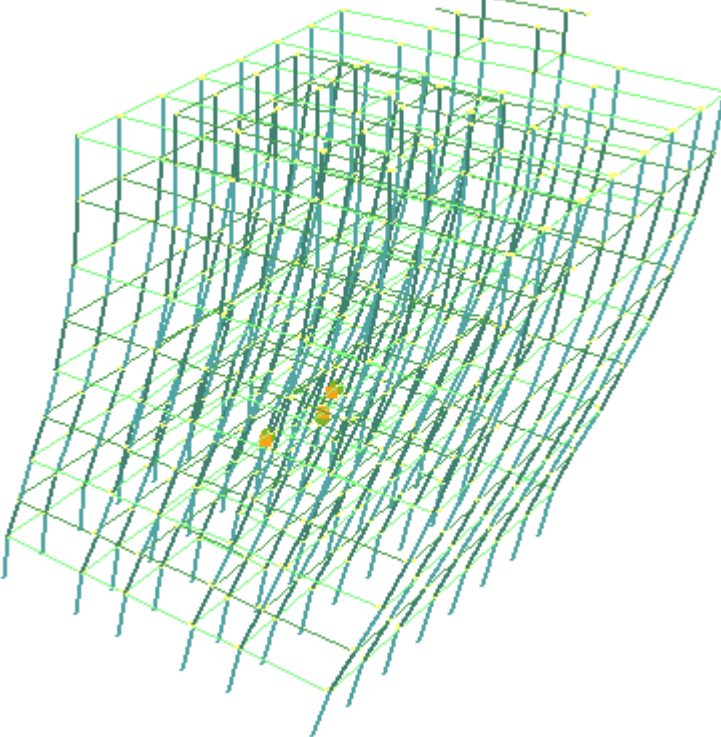
Πίν 6.15 Καμπύλες ικανότητας κτιρίου 2 διαστ. κατά EC-BD54

6.3.9 Επάρκεια μελών κτιρίου 2 ύστερα από την ανελαστική στατική ανάλυση

Ανεπάρκειες Push-over: Κτίριο 2				
	BΔ54		EC	
Στάθμες επιτελ.	Δοκοί	Υπ/τα	Δοκοί	Υπ/τα
DL	6	-	Δ _{126.3} (5-6) Δ _{127.3} (5-6)	-
SD	-	-	-	K ₁₄₃ (2,3), K ₁₄₄ (2-4), K ₁₄₆ (2), K ₁₄₇ (2-3), K ₁₄₈ (2-3)
NC	-	K ₁₀₉ (9), K ₁₁₀ (9)	-	K ₁₀₇ (1), K ₁₁₂ (1-2), K ₁₁₃ (1-2) K ₁₁₄ (1-2), K ₁₁₅ (1), K ₁₁₆ (1-2), K ₁₁₇ (1,2), K ₁₁₇ (1,2), K ₁₁₈ (1,2), K ₁₁₉ (1,2), K ₁₂₀ (1,2), K ₁₂₂ (1), K ₁₄₀ (2,3), K ₁₄₂ (2,3), K ₁₄₃ (2-4) K ₁₄₄ (2-4), K ₁₄₅ (1) K ₁₄₆ (1), K ₁₄₇ (2-4), K ₁₄₈ (2-4)
VR	290	K ₁₀₃ (5,6), K ₁₀₄ (5,6) K ₁₀₇ (1-3), K ₁₁₂ (1-3) K ₁₁₃ (1,2), K ₁₁₄ (1,2) K ₁₁₅ (2), K ₁₁₇ (2), K ₁₁₈ (2) K ₁₁₉ (1,2), K ₁₂₀ (1,2) K ₁₂₁ (1,2), K ₁₂₂ (1,2) K ₁₄₃ (0-5), K ₁₄₄ (0-5) K ₁₄₅ (1-5), K ₁₄₆ (1-5) K ₁₄₇ (1-5), K ₁₄₈ (1-5)	-	K ₁₀₂ (1-6), K ₁₀₃ (1-6), K ₁₀₄ (1-6) K ₁₀₅ (1-6), K ₁₀₇ (0-3), K ₁₁₂ (0-3) K ₁₁₃ (0-3), K ₁₁₄ (0-3), K ₁₁₅ (0-3) K ₁₁₆ (0-3), K ₈₁ (0), K ₁₁₇ (0-3), K ₁₁₈ (0-3), K ₁₁₈ (0-3), K ₁₁₉ (0-3), K ₁₂₀ (0-3), K ₁₂₁ (0-3), K ₁₂₂ (0-3), K ₁₂₄ (0-6), K ₁₂₅ (0-5), K ₁₂₆ (0-6), K ₁₂₇ (0-6), K ₁₃₅ (1), K ₁₃₇ (1), K ₁₄₀ (2,3), K ₁₄₂ (2,3), K ₁₄₃ (1-5) K ₁₄₄ (1-5), K ₁₄₅ (1-4) K ₁₄₆ (1-4), K ₁₄₇ (1-5) K ₁₄₈ (1-5)
Στατικά φορτία	21	-	-	-
Σύνολο	317	57	4	179

Πίν. 6.16 Ανεπάρκειες ανάλυσης Push-Over για τους δύο τρόπους διαστασιολόγησης

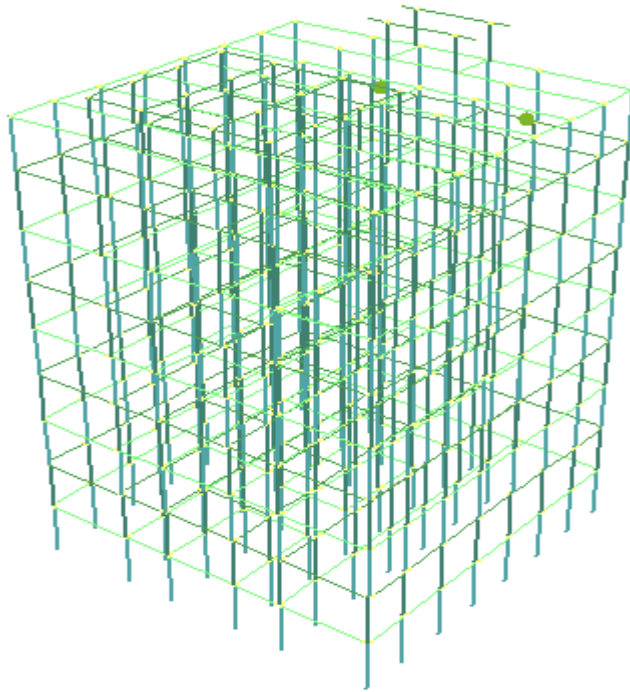
6.3.10 Αστοχία πρώτου μέλους κτιρίου2 για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e	
ΒΔ54 	<p>Υπέρβαση στάθμης DL F=275,51kN Δ_{102.1}(7) Δ_{104.1}(7)</p>
ΕC 	<p>Υπέρβαση στάθμης DL F=3.712,46kN Κ₁₄₃(2) Κ₁₄₇(2)</p>

Πίν 6.17 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL(0°)

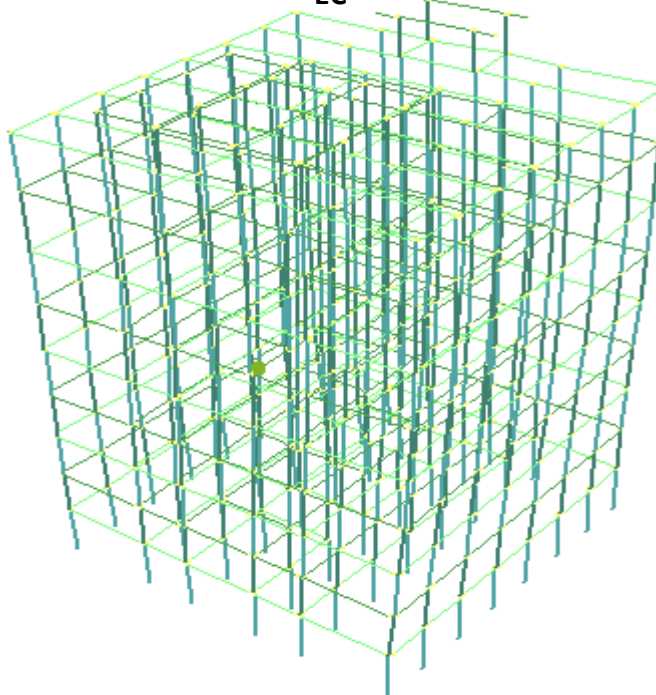
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL
Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e

BΔ54



Υπέρβαση
στάθμης DL
 $F = 491,18\text{kN}$
 $\Delta_{102.1}(7)$
 $\Delta_{104.1}(7)$

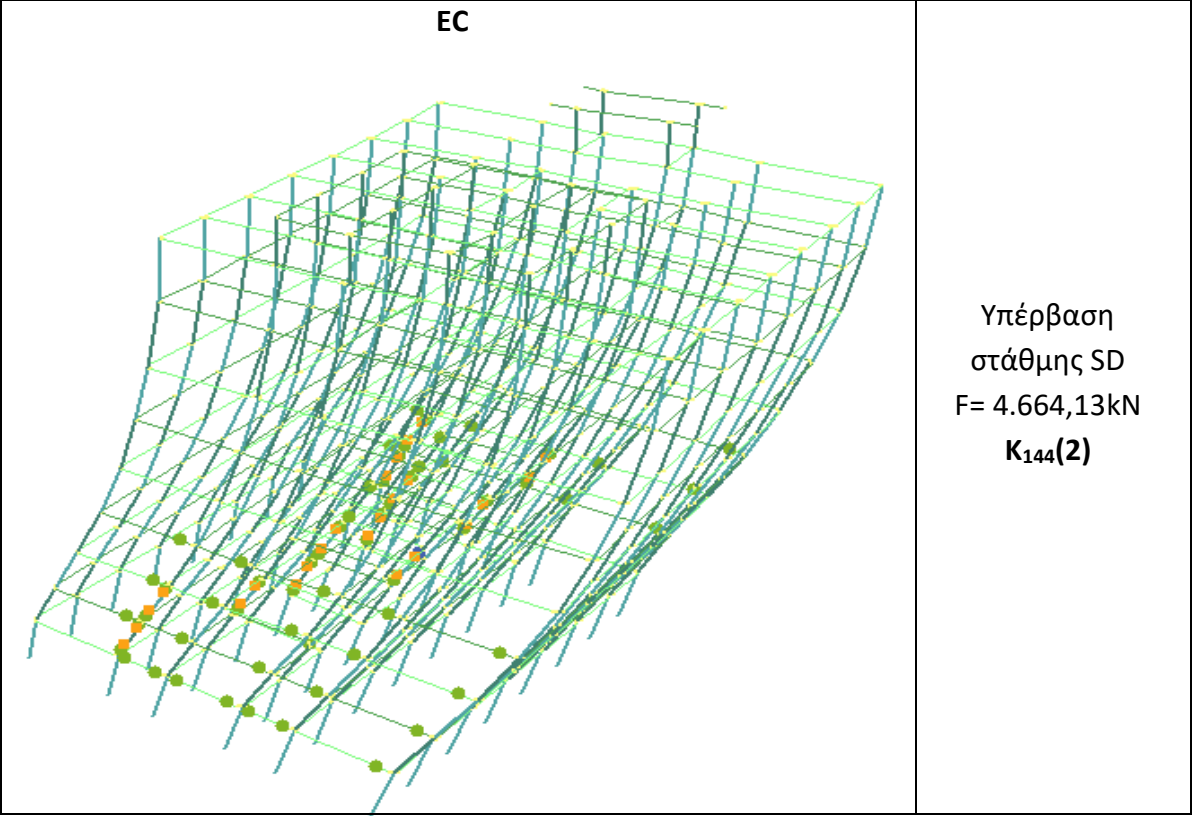
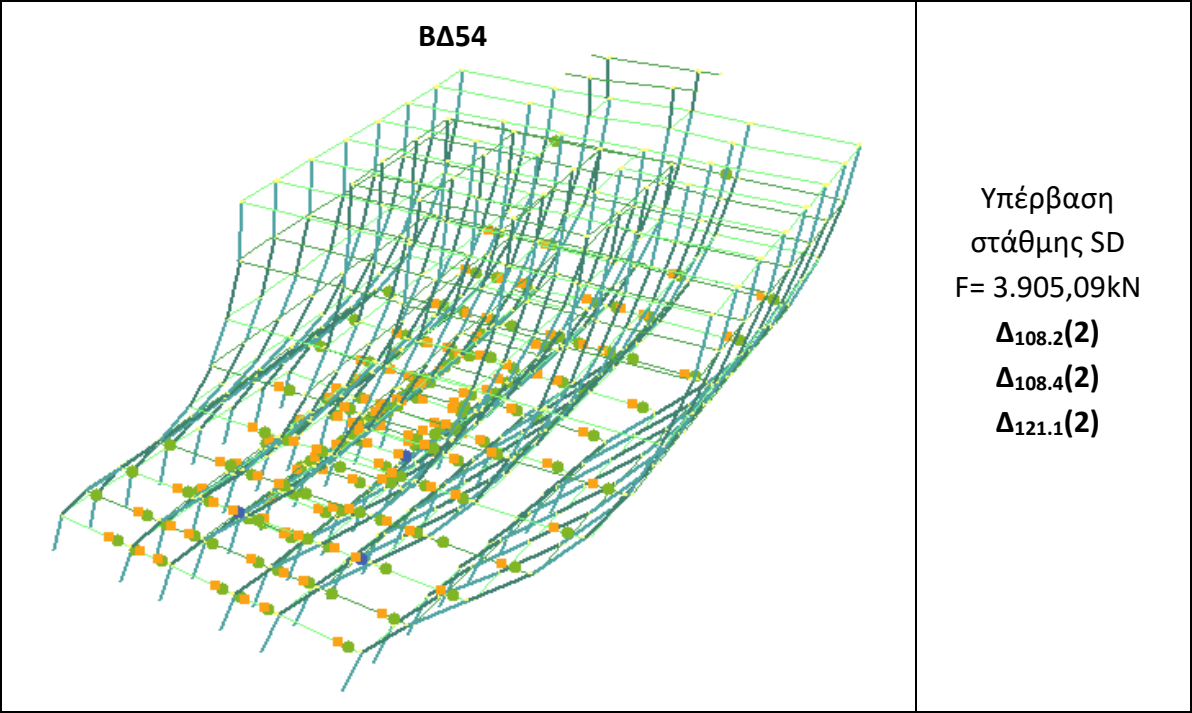
EC



Υπέρβαση
στάθμης DL
 $F = 4.762,11\text{kN}$
 $\Delta_{127.3}(5)$

Πίν 6.18 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL(90°)

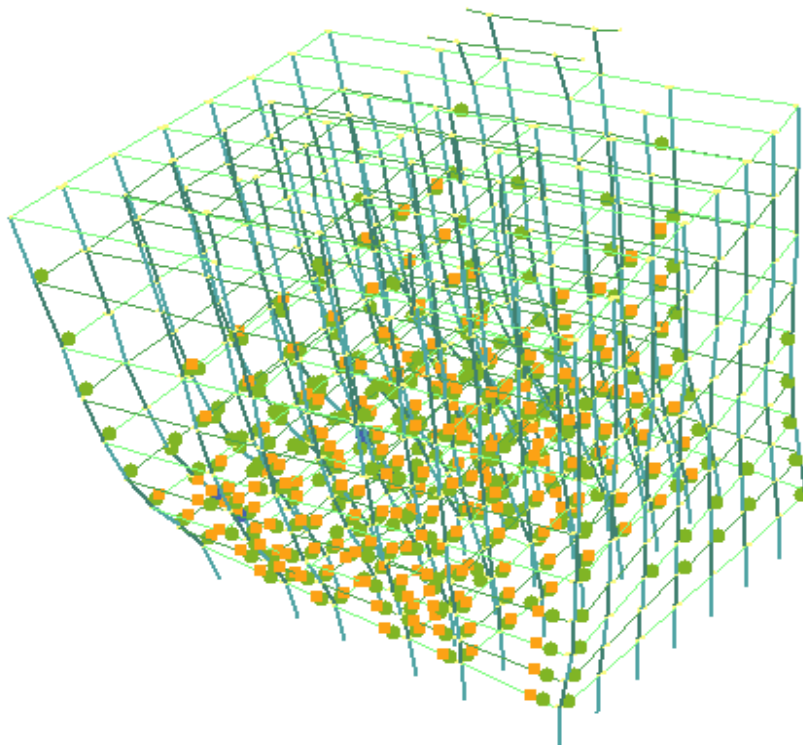
**Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD
Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e**



Πίν 6.19 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD(0°)

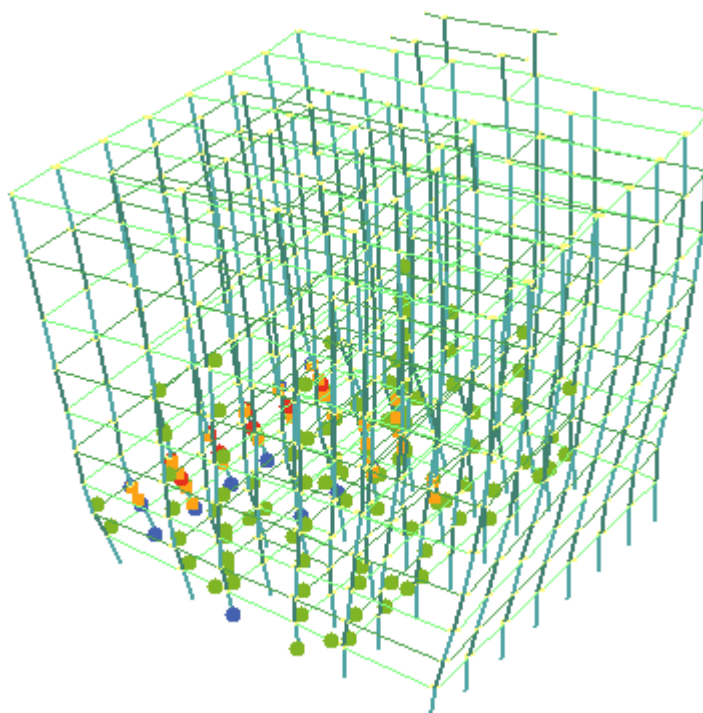
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD
 Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e

ΒΔ54



Υπέρβαση
 στάθμης SD
 $F = 7.607,48\text{kN}$
 $K_{115}(1)$
 $K_{121}(1)$
 $K_{121}(2)$

EC

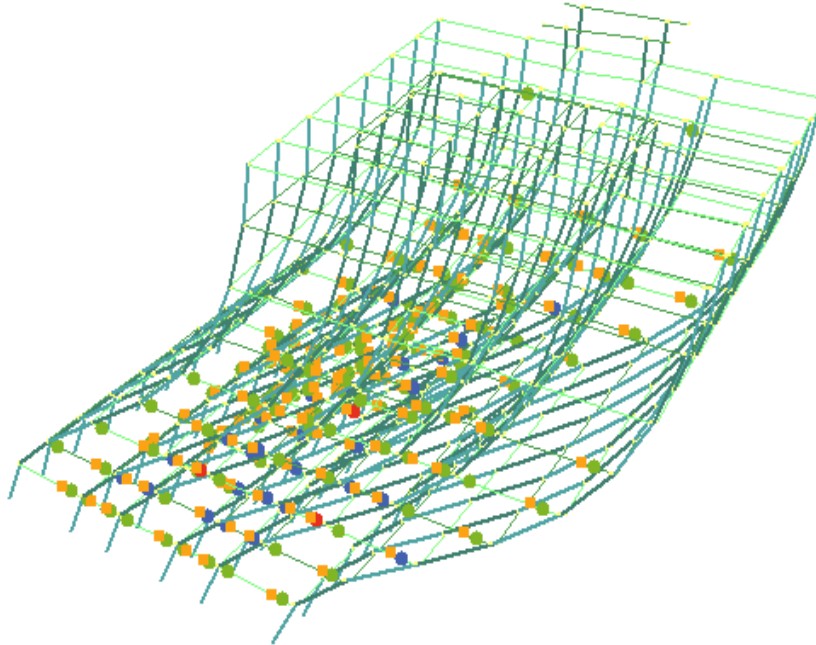


Υπέρβαση
 στάθμης SD
 $F = 10.009,9\text{kN}$
 $K_{125}(0), K_{131}(0)$
 $K_{130}(0), K_{129}(0)$
 $K_{119}(0), K_{121}(0)$
 $K_{115}(0), K_{117}(0)$
 $K_{121}(1), K_{145}(1)$
 $K_{113}(1), K_{107}(1)$

Πίν 6.20 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD(90°)

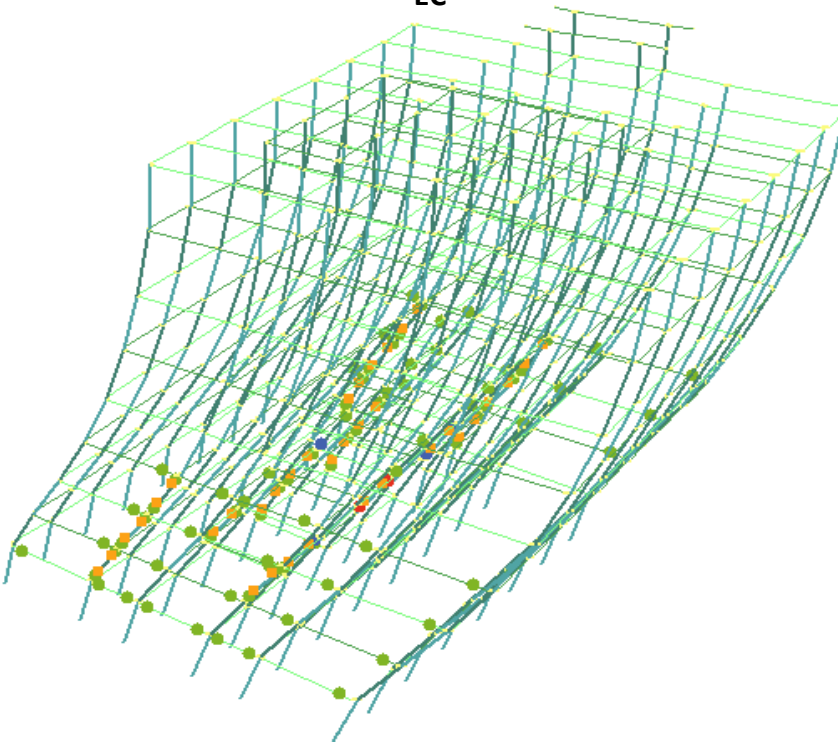
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC
Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e

ΒΔ54



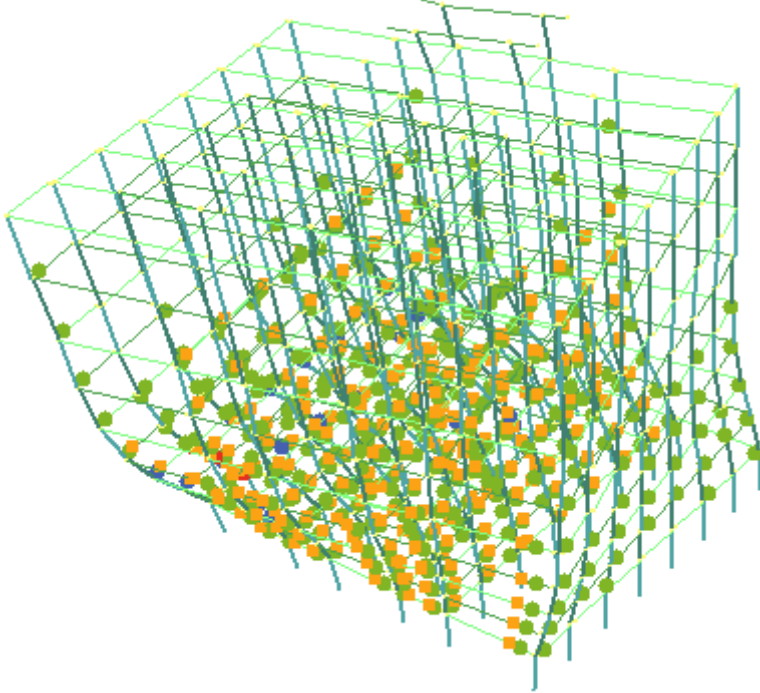
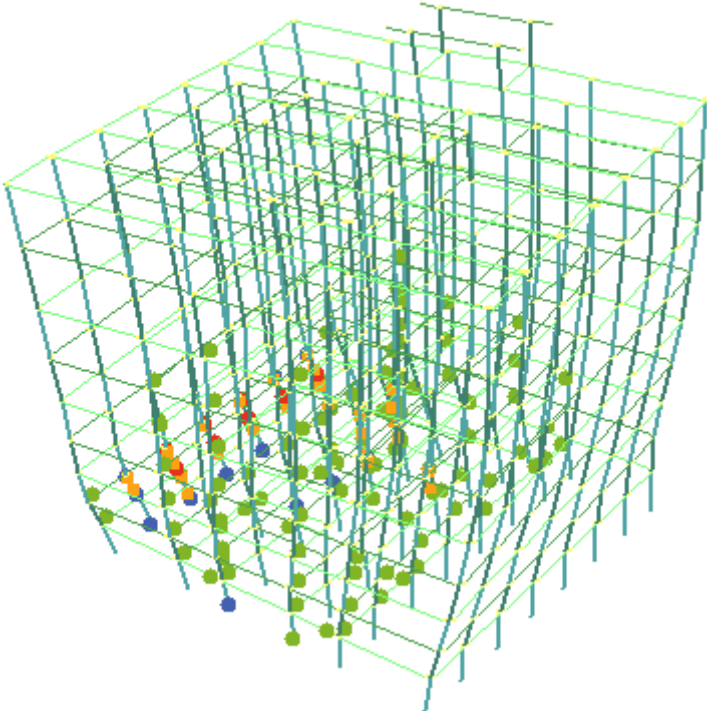
Υπέρβαση
στάθμης NC
 $F=4.009,7\text{kN}$
 $\Delta_{108.2}(2)$
 $\Delta_{108.4}(2)$
 $\Delta_{121.1}(2)$

EC

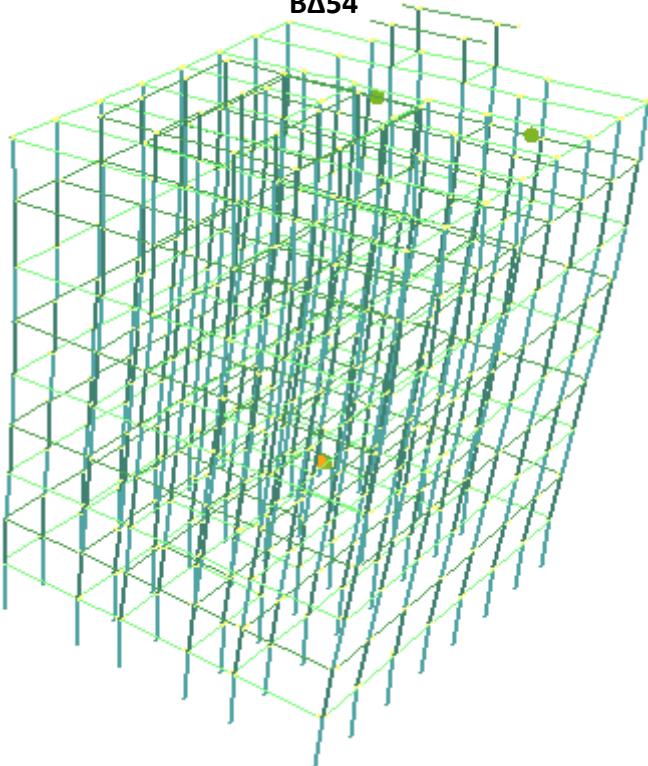
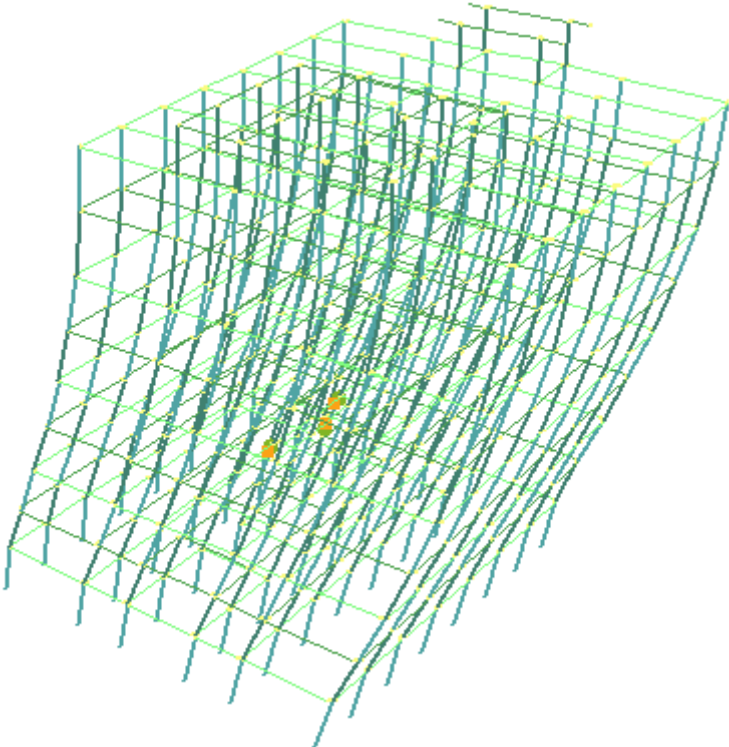


Υπέρβαση
στάθμης NC
 $F=4.901,82\text{kN}$
 $K_{144}(2)$

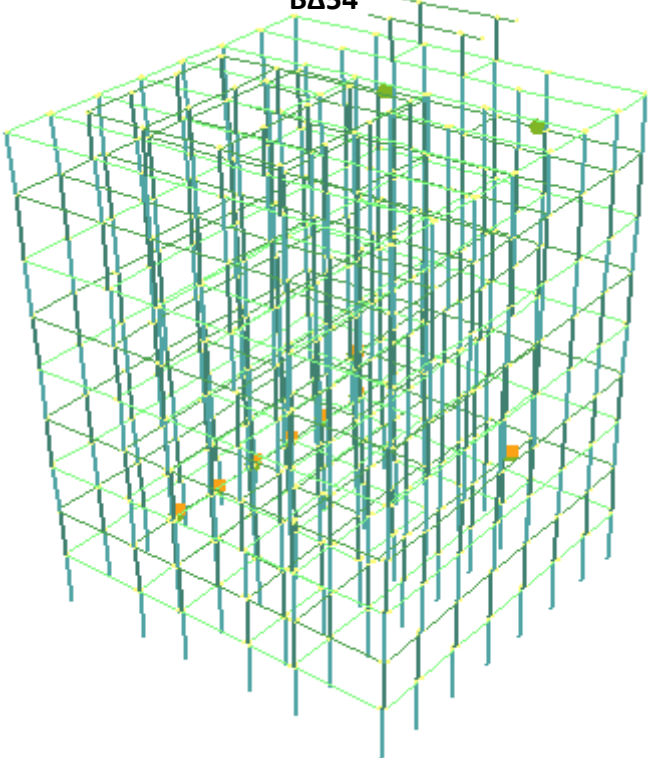
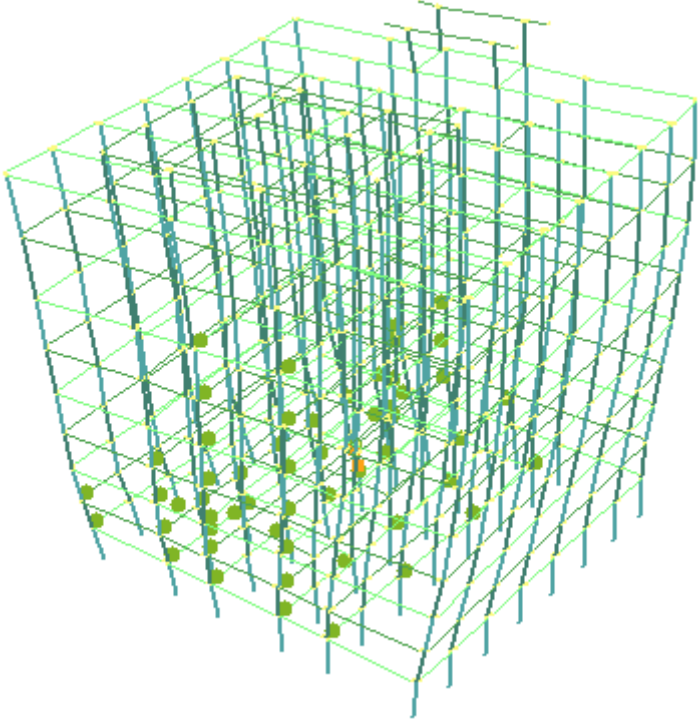
Πίν 6.21 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC(0°)

Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e	
BΔ54 	Υπέρβαση στάθμης NC $F = 7.846,84 \text{ kN}$ $K_{121}(1)$ $K_{121}(2)$
EC 	Υπέρβαση στάθμης NC $F = 10.009,9 \text{ kN}$ $K_{119}(1)$, $K_{117}(1)$ $K_{113}(1)$, $K_{107}(1)$ $K_{115}(1)$

Πίν 6.22 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC(90°)

Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση VR Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e	
BΔ54 	Αστοχία VR $F = 1.792,61 \text{ kN}$ $\Delta_{122.1}(0)$
EC 	Αστοχία VR $F = 3.712,46 \text{ kN}$ $K_{143}(2)$ $K_{147}(2)$

Πίν 6.23 Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση (0°)

Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση VR Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e	
ΒΔ54 	Αστοχία VR $F = 2.364,59 \text{ kN}$ $\Delta_{128.1}(1)$ $\Delta_{128.2}(1)$ $\Delta_{128.3}(1)$ $\Delta_{128.4}(1)$ $\Delta_{128.5}(1)$ $\Delta_{128.6}(1)$ $\Delta_{115.1}(1)$ $\Delta_{128.1}(2)$
EC 	Αστοχία VR $F = 9.227,11 \text{ kN}$ $K_{145}(1)$

Πίν 6.24 Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση (90°)

6.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως και στη διαδικασία της διαστασιολόγησης, έτσι και στην ανελαστική στατική ανάλυση προκύπτουν αρκετές ανεπάρκειες. Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο (διαστασιολόγηση), αρκετές διατομές δεν επαρκούν κατά EC οπότε και δεν σπλίζονται. Για να γίνει ακριβής αποτίμηση της Φ.Ι. των διατομών κατά το πρόγραμμα FESPA πρέπει να υπάρχει οπλισμός στα αντίστοιχα μέλη, αλλιώς το πρόγραμμα τα αντιλαμβάνεται σαν πλήρως ελαστικά, πράγμα που αυξάνει κατά πολύ, αλλά πλασματικά, την αντοχή τους. Κάναμε μία ομαδοποίηση των οπλισμών των διατομών με αντίστοιχες του ίδιου ή υποκείμενων ορόφων. Επομένως, δεν μπορούμε να εξάγουμε πλήρη συμπεράσματα για τη συμπεριφορά των κτιρίων, αλλά και για τους λόγους επάρκειας των διαστασιολογημένων μελών κατά EC. Από τα αποτελέσματα, όμως, (ποσοστό τοποθετούμενου οπλισμού) μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η όπλιση κατά EC αυξάνει αισθητά την αντοχή του κτιρίου. Ακόμη, βελτιώνει αισθητά τη συμπεριφορά της κατασκευής κατά την ιδιομορφική κατανομή φόρτισης των κτιρίων. Από τις επιλύσεις Push-Over για τα διαστασιολογημένα κτίρια κατά ΒΔ54 παρατηρούμε ότι παρουσιάζονται αρκετές επιπλέον ανεπάρκειες. Αν συνυπολογίσουμε ότι τα υφιστάμενα κτίρια στην πραγματικότητα δεν έχουν σχεδιαστεί με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του '59 (λιγότερος οπλισμός από αυτόν της διαστασιολόγησης), τα αποτελέσματα που εμφανίζονται είναι ενδεχομένως πιο ευμενή από τα πραγματικά. Τα κτίρια δεν ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας III, επίσης παρουσιάζουν αρκετές ανεπάρκειες έναντι τέμνουσας, γεγονός που δυσχεραίνει τη συμπεριφορά των κτιρίων κατά τη σεισμική διέγερση και μπορεί να προκαλέσει αρκετές ψαθυρές αστοχίες. Αξιοσημείωτες είναι και οι πάρα πολλές ανεπάρκειες στις δοκούς του κτιρίου 2.

7 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΩΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σε αυτό το κεφάλαιο θα προσπαθήσουμε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα της απλής ένωσης με τις ανεπάρκειες των αναλύσεων του προηγούμενου κεφαλαίου, δηλαδή να διαπιστώσουμε αν η βελτίωση της συμπεριφοράς του ενωμένου φορέα ισχύει και για τη διαδικασία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Θα συγκρίνουμε επίσης τη συμπεριφορά του ενωμένου φορέα με αυτή της ένωσης με αντισεισμικά τοιχώματα. Θα προσπαθήσουμε να βγάλουμε συμπεράσματα για την επάρκεια της πρότασης ενίσχυσης του κτιρίου του ΙΚΑ και κατά πόσο αυτή ικανοποιεί τους στόχους που θέτει ο ΚΑΝΕ.ΕΠΕ. Τα κτίρια που θα μελετήσουμε είναι διαστασιολογημένα κατά EC2/EC8.

7.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSH-OVER ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΔΥΟ ΕΝΩΜΕΝΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ

Χαρακτηριστικές τιμές καμπύλης F-d				
Διαστασιολόγηση	Διεύθυνση φόρτισης (°)	Στοχευόμενη μετακίνηση		Μέγιστη τιμή τέμνουσας βάσης(kN)
		F(kN)	Sd(cm)	
Απλή ένωση	0	7.074,74	1,852	40.586,80
	90	7.636,90	2,793	47.164,90
Ένωση με τοιχώματα	0	11.663,50	1,862	144.760,00
	90	19.160,10	3,747	127.582,00

Πίν. 7.1 Χαρακτηριστικές τιμές καμπύλης F-d δύο τρόπων ένωσης

7.2.1 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης-ικανότητας

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης-ικανότητας που ορίζουν οι ΚΑΝ.ΕΠΕ./EC8.1 Προέκυψαν από τις 32 επιλύσεις που έγιναν και για τους δύο τρόπους ένωσης των κτιρίων (απλή/με τοιχώματα). Όπως φαίνεται και στις δύο περιπτώσεις παρουσιάζονται αρκετές ανεπάρκειες και δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του κανονισμού.

Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Απλή ένωση				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	2έτη < 72έτη!	80έτη < 475έτη!	143έτη < 975έτη !	2έτη < 975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	100% > 50%!	46,35% > 10% !	29,42% > 5% ! > 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)!	100,00% > 5%! > 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)!
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 7,3cm Z= 7,9cm	X= 14,7cm Z= 15cm	X= 19,2cm Z= 19,2cm	

Πίν 7.2 Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας απλής ένωσης

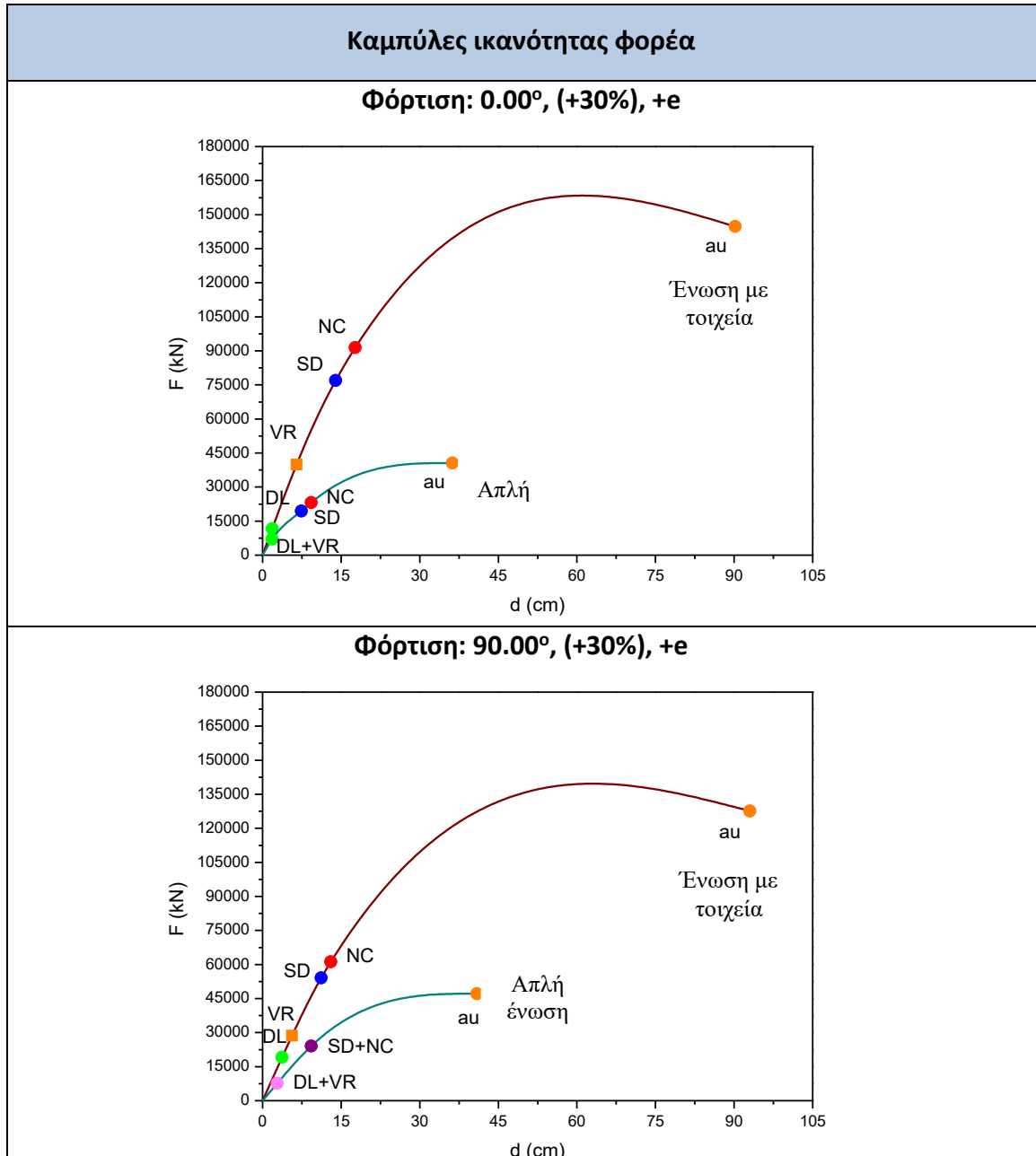
Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ένωση με τοιχώματα				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	3έτη < 72έτη!	407έτη < 475έτη!	638έτη < 975έτη !	57έτη < 975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	100% > 50%!	11,56% > 10% !	7,54% > 5% ! 7,54% < 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	58,71% > 5%! > 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)!
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 5,7cm Z= 6,2cm	X= 10,7cm Z= 11,7cm	X= 14cm Z= 15cm	

Πίν 7.3 Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας ένωσης με τοιχώματα

Παρόλα αυτά παρατηρούμε ότι με τα τοιχώματα μειώνονται σημαντικά οι μετακινήσεις για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας αλλά βελτιώνεται και σημαντικά η συμπεριφορά της κατασκευής όσον αφορά τις SD,NC. Όσον αφορά στην αστοχία έναντι τέμνουσας, θα πρέπει να γίνουν περαιτέρω ενισχύσεις, με τις οποίες θα ασχοληθούμε σε επόμενο κεφάλαιο.

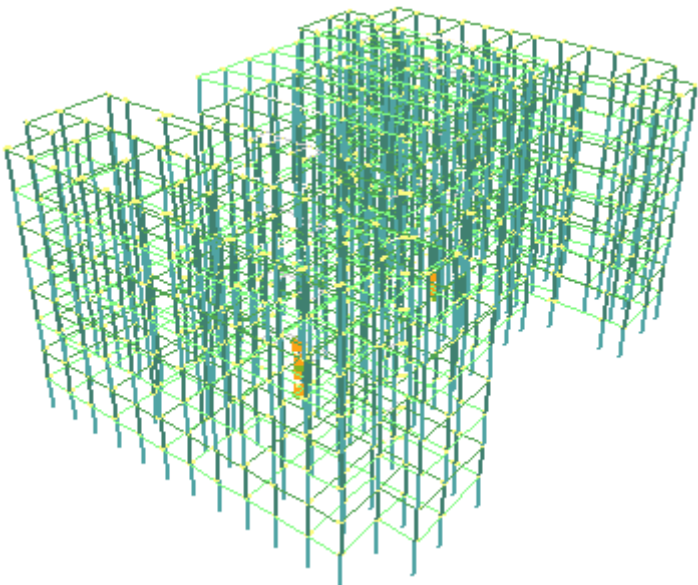
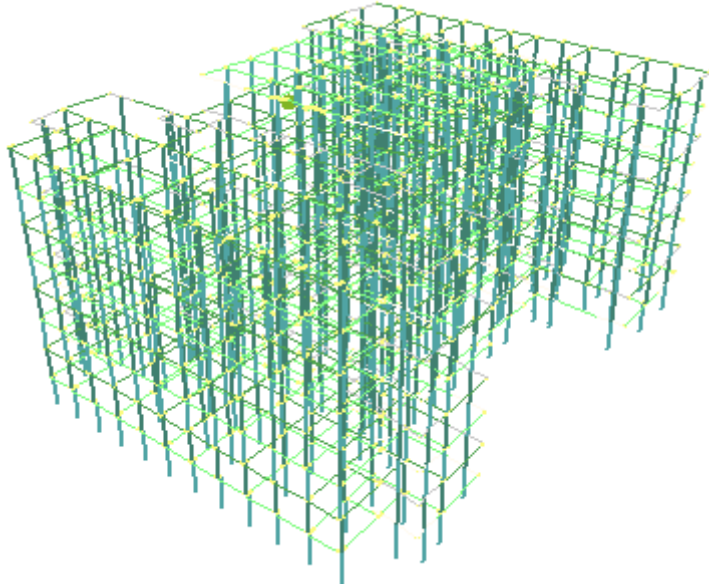
7.2.2 Καμπύλες ικανότητας φορέα

Αντίστοιχα με το πρότυπο κτίριο, παρατίθενται στον παρακάτω Πίν.7.4, συγκριτικά οι καμπύλες που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση των δύο ειδών ένωσης για δύο διευθύνσεις φόρτισης: 1) 0.00°, (+30%), +e , 2) 90.00°, (+30%), +e.



Από τις καμπύλες ικανότητας παρατηρούμε ότι η προσθήκη των αντισεισμικών τοιχωμάτων αύξησε κατά πολύ την τέμνουσα βάση που αναπτύσσει ο φορέας αλλά και τις μετατοπίσεις. Επίσης αυξήθηκε και η πλαστιμότητα της κατασκευής (πρότυπο: $a_u/a_1=2,5$, κτίριο 2: $a_u/a_1=1,5$, απλή ένωση: $a_u/a_1=5,74$, ένωση με τοιχώματα: $a_u/a_1=12,41$)

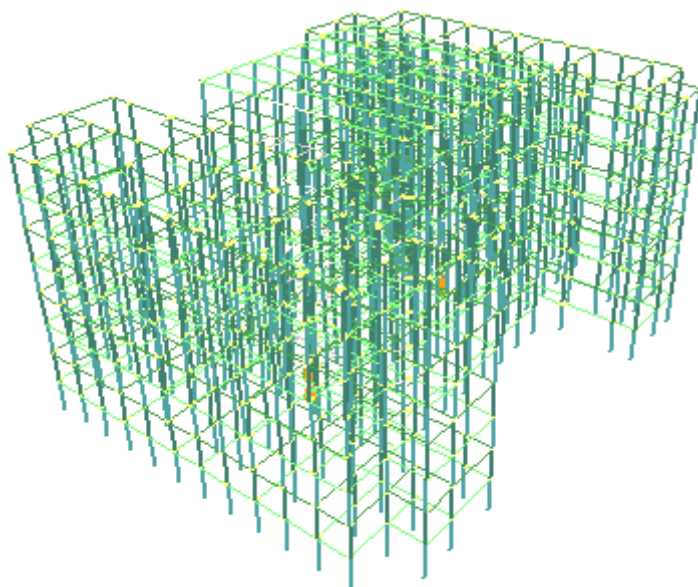
7.2.3 Αστοχία πρώτου μέλους ενωμένων φορέων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e	
Απλή ένωση 	Υπέρβαση στάθμης DL $F = 7.074,74 \text{ kN}$ $K_{151}(0,1)$ $K_{219}(0)$
Ένωση με τοιχώματα 	Υπέρβαση στάθμης DL $F = 11.663,5 \text{ kN}$ $\Delta_{146.1}(7)$

Πίν 7.5 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL(0°)

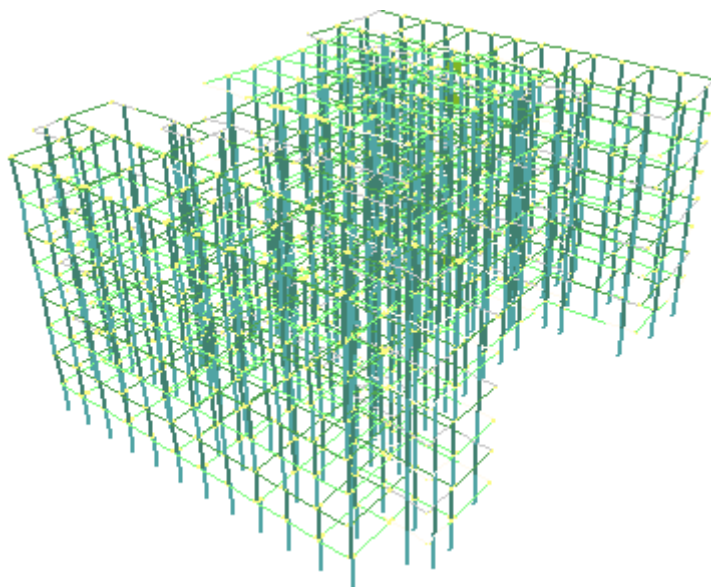
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL
Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e

Απλή ένωση



Υπέρβαση
στάθμης DL
 $F = 7.636,9\text{kN}$
 $K_{151}(0)$
 $K_{222}(0)$

Ένωση με τοιχώματα

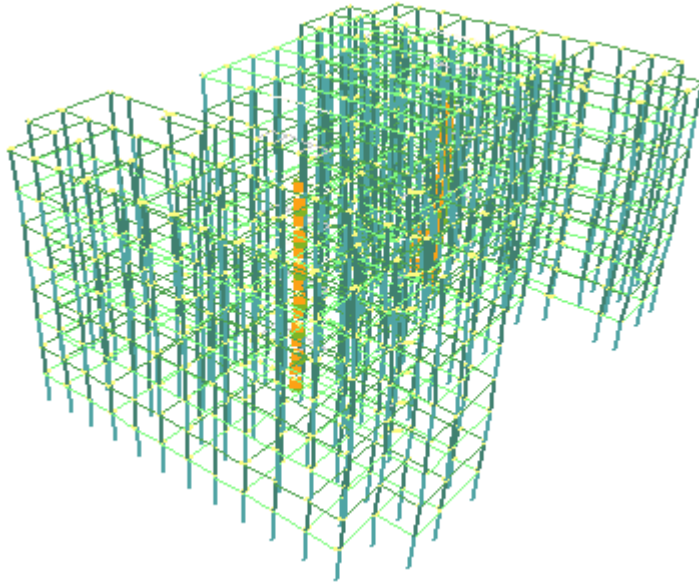


Υπέρβαση
στάθμης DL
 $F = 19.160,1\text{kN}$
 $\Delta_{28.3}(0,6,7)$

Πίν 7.6 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL(90°)

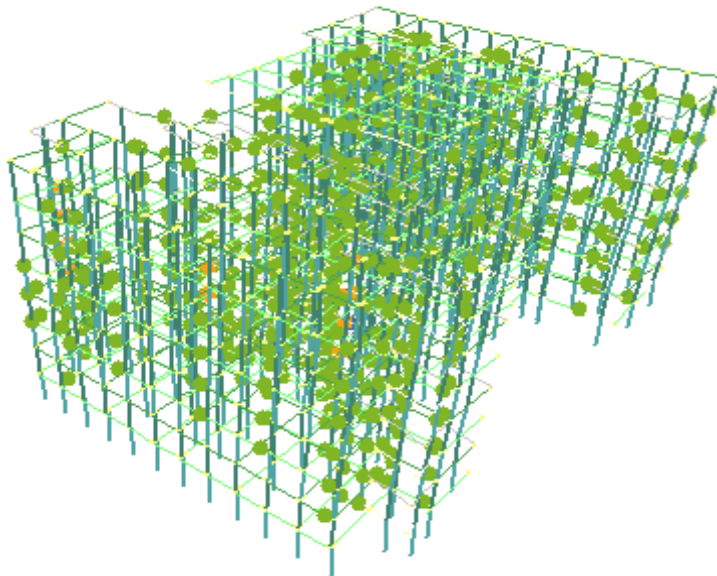
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD
Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e

Απλή ένωση



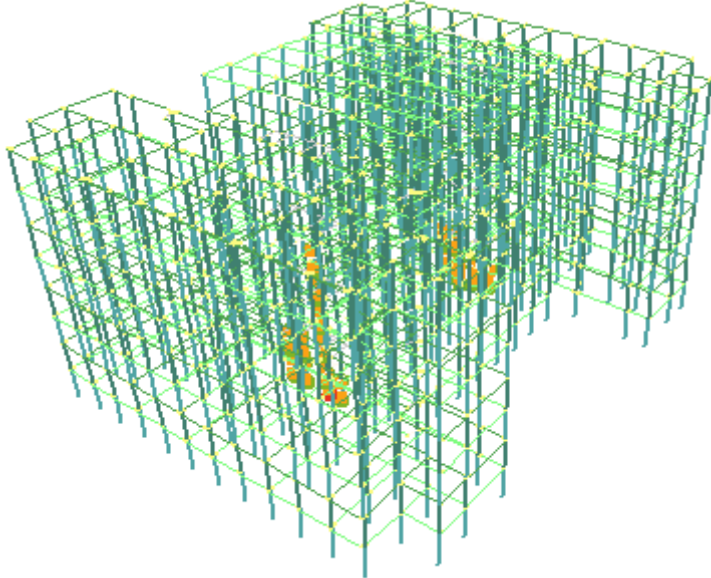
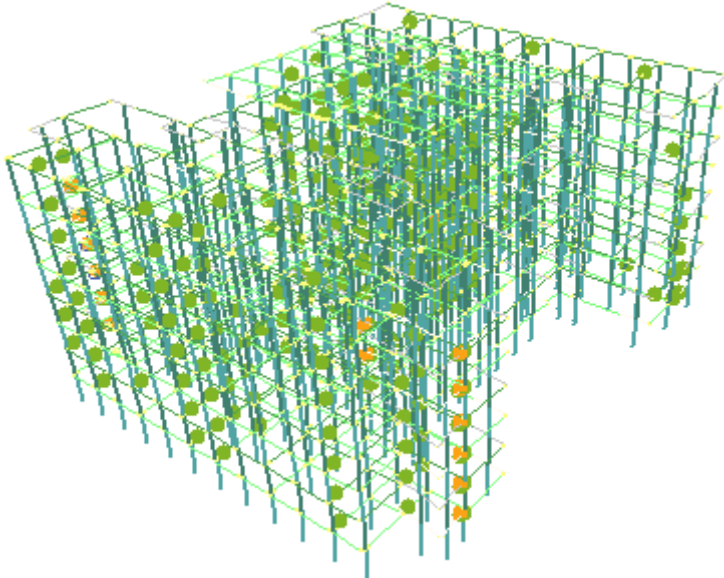
Υπέρβαση
στάθμης SD
 $F= 19.442,6\text{kN}$
 $K_{219}(1)$

Ένωση με τοιχώματα



Υπέρβαση
στάθμης SD
 $F=77.002,3\text{kN}$
 $\Delta_{133.1}(2,3)$

Πίν 7.7 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD(0°)

Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e	
Απλή ένωση	
Ένωση με τοιχώματα	

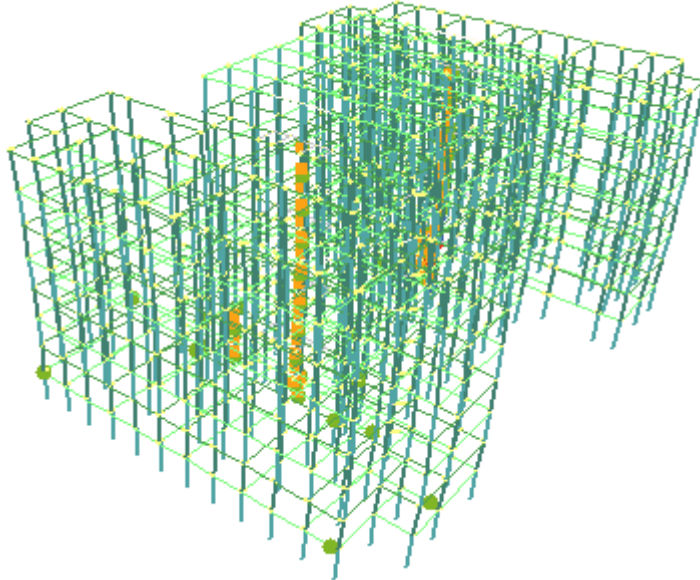
Υπέρβαση
στάθμης SD
F= 24.056,2kN
K₁₅₄(0)

Υπέρβαση
στάθμης SD
F= 54.062,5kN
Δ_{97.1}(2,3)

Πίν 7.8 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD(90°)

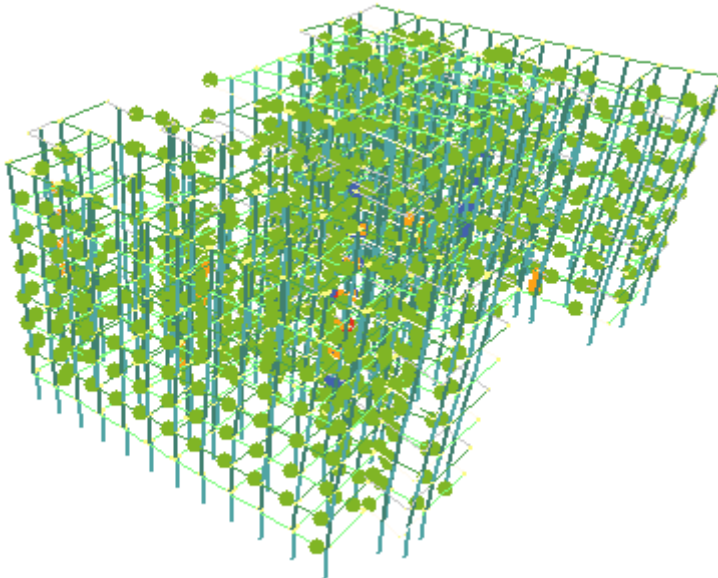
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC
Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e

Απλή ένωση



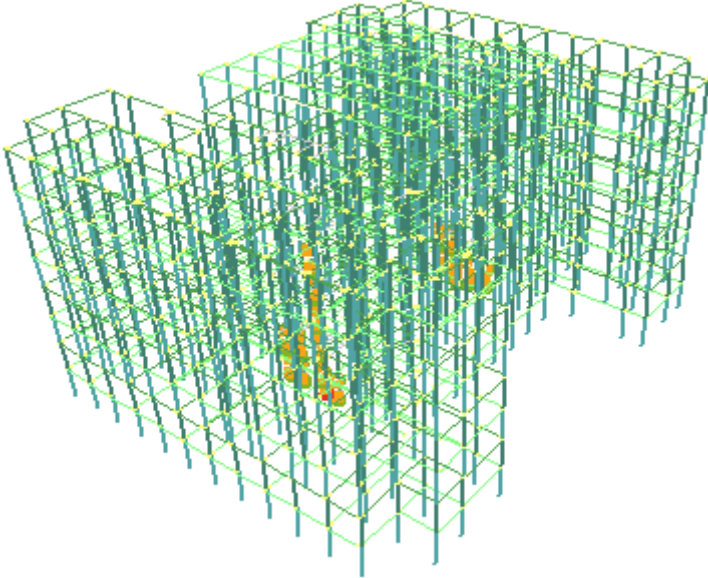
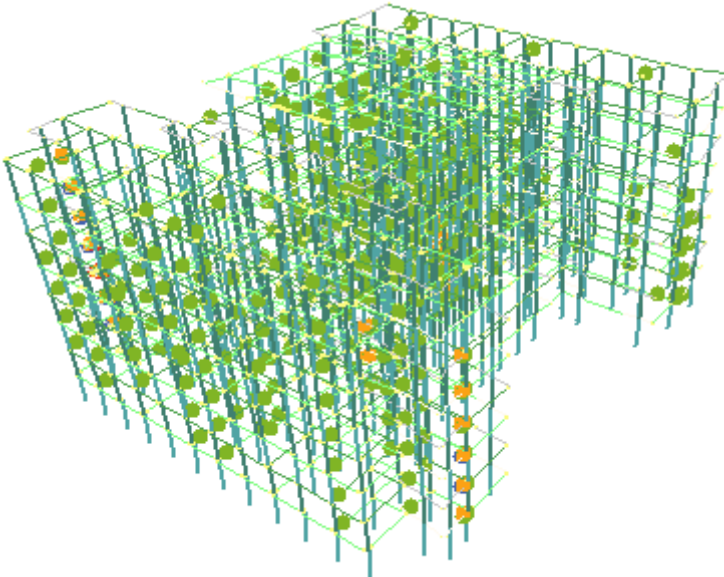
Υπέρβαση
στάθμης NC
 $F = 23.195 \text{ kN}$
 $K_{219}(1)$

Ένωση με τοιχώματα



Υπέρβαση
στάθμης NC
 $F = 91.404,2 \text{ kN}$
 $\Delta_{133.1}(3,4)$

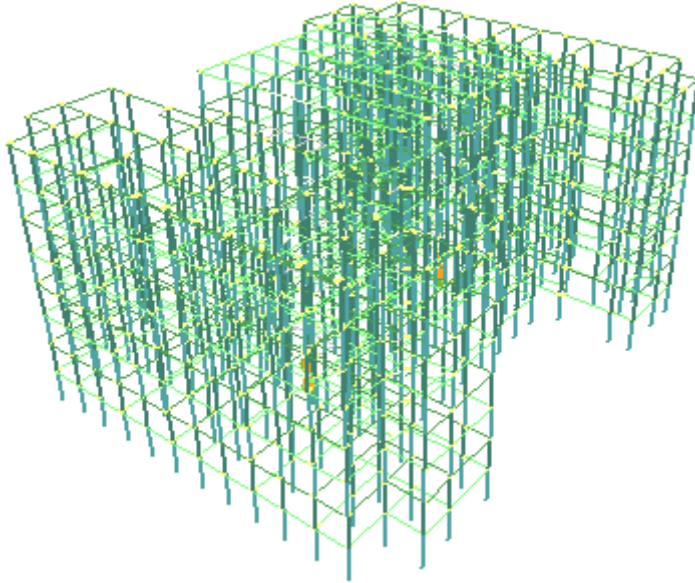
Πίν 7.9 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC(0°)

<p style="text-align: center;"> Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e </p>	
<p>Απλή ένωση</p> 	<p>Υπέρβαση στάθμης NC F= 24.056,2kN K₁₅₄(0)</p>
<p>Ένωση με τοιχώματα</p> 	<p>Υπέρβαση στάθμης NC F= 61.213,9kN Δ_{97.1}(2,3)</p>

Πίν 7.10 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC(90°)

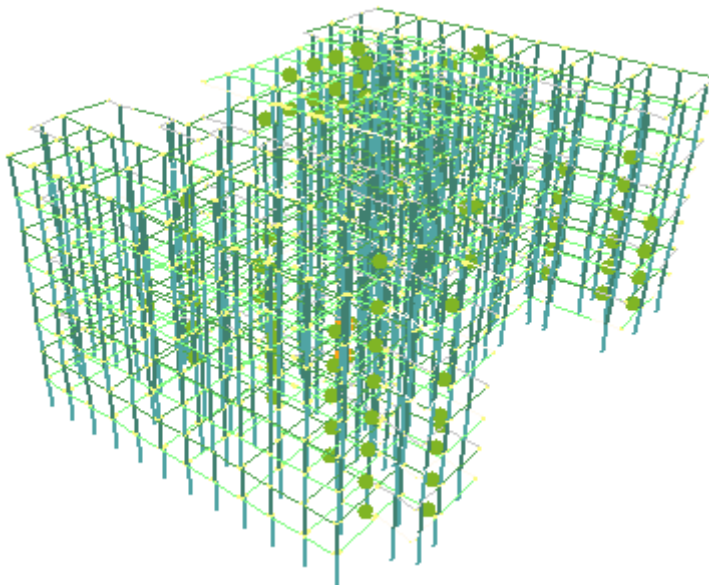
Αστοχία πρώτου μέλους για έλεγχο σε τέμνουσα
Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e

Απλή ένωση



Υπέρβαση
τέμνουσας
 $F = 7.074,74 \text{ kN}$
 $K_{151}(0,1)$
 $K_{219}(0)$

Ένωση με τοιχώματα

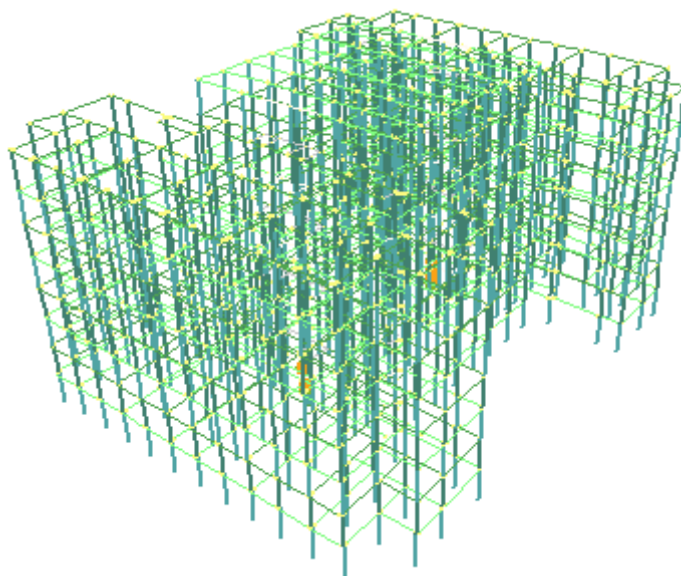


Υπέρβαση
τέμνουσας
 $F = 39.988,3 \text{ kN}$
 $\Delta_{133.1}(2)$

Πίν 7.11 Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση (0°)

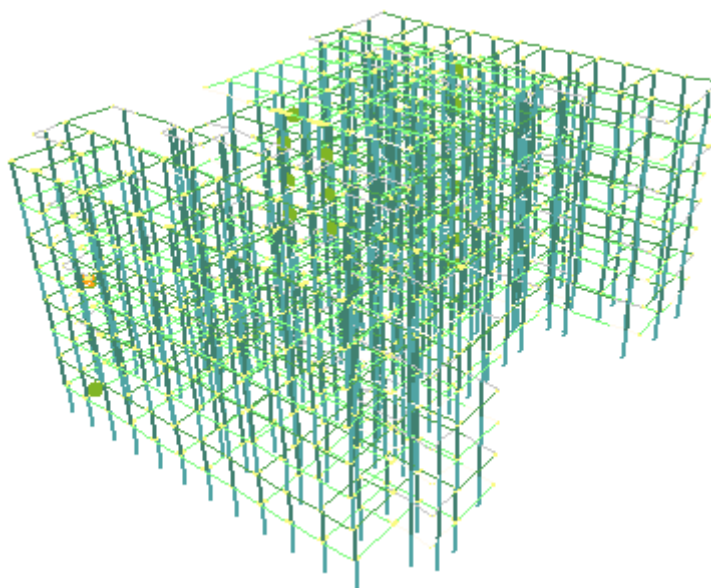
Αστοχία πρώτου μέλους για έλεγχο σε τέμνουσα
Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e

Απλή ένωση



Υπέρβαση
τέμνουσας
 $F = 7.636,9\text{kN}$
 $K_{151}(0)$
 $K_{222}(0)$

Ένωση με τοιχώματα



Υπέρβαση
τέμνουσας
 $F = 28.608\text{kN}$
 $\Delta_{97.1}(2)$

Πίν 7.12 Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση (90°)

7.2.4 Ανεπάρκειες μελών ύστερα από την ανελαστική στατική ανάλυση

Ανεπάρκειες Push-over: Ένωση				
	Ένωση με τοιχώματα		Απλή ένωση	
Στάθμες επιτελ.	Δοκοί	Υπ/τα	Δοκοί	Υπ/τα
DL	202	-	Δ2.3(0-1) Δ4.3(0)	K151(1-3), K219(1-3)
SD	Δ97.1(3), Δ99.1(2,3)	-	-	K151(0-4), K152(0,1), K153(0,1) K154(0), K186(3), K210(0), K219(0-4) K220(0,1), K221(0,1), K222(0,1), K223(0,1)
NC	Δ96.1(0), Δ97.1(2,3) Δ99.1(0-3)	K109(9), K110(9)	-	K149(0-2), K150(0-3), K151(0-4), K152(0,1), K153(0,1), K154(0), K219(0-4) K220(0,1), K221(0,1), K222(0,1), K223(0,1), K224(0-3), K225(0-3), K246(3)
VR	Δ96.1(0-6), Δ99.1(0-6) Δ21.2(2) Δ41.1(2), Δ42.1(2) Δ39.1(3), Δ40.1(3) Δ51.1(3), Δ51.2(3) Δ132.1(2-6), Δ133.1(2-6)	K239(7), K240(7) , K339(1) K340(2), K348(0-3)	-	K105(1-4), K109(3), K110(3), K127(2,3), K146(2) K149(0-5), K150(0-6), K151(0-8), K152(0,1) K153(0,1), K154(0,1), K159(0), K173(2,3) K175(0), K176(0-4), K177(1-4), K178(1-5) K179(0,2,3), K180(0-4), K184(1) K186(2,4,5,7), K189(1), K193(0-4) K194(1,2), K198(2), K199(2), K201(2), K203(1,2), K205(0-3), K207(1-4), K208(1-4) K209(1-4), K210(0), K210(2,3), K213(1,4) K214(1,3-5), K216(2,3), K218(1-4), K219(0-8) K220(0,1), K221(0,1), K222(0,1), K223(0,1) K224(0-6), K225(0-6), K230(0), K231(0), K232(1,2), K233(1-3), K234(1-5), K235(1-5) K237(1-3), K239(0-4), K240(0,1,3,4), K244(1,2), K246(1-5,7), K249(1-3), K254(1-3) K257(1-3), K258(2,3), K260(2), K262(1-3), K264(1-4), K265(1-4), K266(1-4), K267(1-4), K268(2,3), K269(1-5), K270(1,4), K271(3)
Στατικά φορτία	52	-	6	-
Σύνολο	295	10	9	291

Πίν 7.13 Συνολικές ανεπάρκειες μελών δύο τρόπων ένωσης

7.2.5 Συμπεράσματα

Απλή ένωση

Φαίνεται ότι οι διαδικασίες της διαστασιολόγησης και της αποτίμησης έχουν σημαντικές διαφορές. Κατά την αποτίμηση οι ανεπάρκειες μειώνονται γιατί γίνεται καλύτερη προσομοίωση της συμπεριφοράς των μελών στα οποία όταν δημιουργηθεί η πρώτη πλαστική άρθρωση η συμπεριφορά τους περνά στον μετελαστικό κλάδο με συγκεκριμένη αντοχή και φέρουσα ικανότητα. Οι ανεπάρκειες, αν κι αρκετές, είναι αισθητά μειωμένες. Παρόλα αυτά, η απλή ένωση χωρίς προσθήκη αντισεισμικών τοιχωμάτων, που οδηγεί σε σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής δε βελτιώνει αισθητά τη συμπεριφορά του κτιρίου, σε σχέση με αυτή των μεμονωμένων.

Ένωση με τοιχώματα

Από τις ανεπάρκειες των μελών δεν μπορούμε να βγάλουμε κάποιο συμπέρασμα όσον αφορά στην απλή ένωση και τα μεμονωμένα κτίρια (μεμονωμένα=265υπ/τα, απλή ένωση=291). Στην πρόταση ενίσχυσης με τοιχώματα, φαίνεται ότι εμφανίζονται αρκετές ανεπάρκειες στη στάθμη DL αλλά και σημαντικός αριθμός ανεπαρκειών έναντι τέμνουσας (29) και από στατικά φορτία (52), τις οποίες η πρόταση ενισχύσεων δεν έλαβε υπόψη. Οι ενισχύσεις που πραγματοποιούνται δεν περιλαμβάνουν δοκούς παρά μόνο υπ/τα-προσθήκη τοιχωμάτων. Ένα βασικό στοιχείο που μπορούμε να κρατήσουμε είναι ότι η ένωση με τοιχώματα συμπεριφέρεται πολύ καλύτερα όσον αφορά στην καμπύλη ικανότητας, αφού σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας τα μέλη που αστοχούν είναι δοκοί και όχι υπ/τα. Αυτό είναι αρκετά σημαντικό, καθώς βελτιώνει αισθητά τη συμπεριφορά του κτιρίου κατά τη σεισμική διέγερση. Στα υπ/τα/ τοιχεία, η αποτίμηση εμφανίζει λιγότερες ανεπάρκειες και οριακά δεν καλύπτει τις αυξημένες απαιτήσεις που ορίζουν οι κανονισμοί για τις δύο κρίσιμες στάθμες (SD: προστασία ζωής, NC: οιονεί κατάρρευση). Βέβαια, δεν καλύπτεται κατά πολύ ο έλεγχος έναντι τέμνουσας, που σημαίνει ότι υπάρχει κίνδυνος ψαθυρής αστοχίας. Αυτό που προβληματίζει είναι οι ανεπάρκειες που εμφανίζονται στις δοκούς. Η σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου βελτιώνει κατά πολύ τη συμπεριφορά του, αλλά η ανακατανομή των εντατικών μεγεθών προκαλεί αρκετές ανεπάρκειες στις δοκούς. Η μελέτη δεν προβλέπει ενισχύσεις σε αυτά τα μέλη,

παρά τις αρκετές ανεπάρκειες. Επιπρόσθετα, από τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης συμπεραίνουμε την αυστηρότητα και τις αυξημένες απαιτήσεις που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αλλά και ο EC8.3 όσον αφορά στις ενισχύσεις των μελών σε σύγκριση με μία μελέτη που εκπονήθηκε με τον ΕΚΩΣ/ΕΑΚ.

8 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Για να μελετήσουμε μία πρόταση ενισχύσεων του φορέα, ώστε να επαρκεί με βάση τους νέους κανονισμούς, προσπαθήσαμε αρχικά να άρουμε όλες τις ανεπάρκειες που εμφανίζονται κατά τη φάση της διαστασιολόγησης της "ένωσης με τοιχώματα". Μετά, επιχειρήσαμε ανελαστική στατική ανάλυση για να εξακριβώσουμε ποιές ανεπάρκειες παραμένουν και ποιες περαιτέρω επεμβάσεις απαιτούνται. Οι επεμβάσεις έγιναν στα φέροντα στοιχεία του κτιρίου. Αξίζει να τονιστεί ότι οι διαστάσεις είναι οι ελάχιστες απαιτούμενες προκειμένου να επαρκούν τα στοιχεία και όχι οι απαραίτητες για να πραγματοποιηθεί η επέμβαση (συγκεκριμένα: μη αύξηση διατομών 10/10 και στις δύο πλευρές). Οι επεμβάσεις στα υποστυλώματα έγιναν στη στάθμη του ισογείου και συνεχίστηκαν καθ'όλο το ύψος του κτιρίου. Το πρόγραμμα FESPA δεν μας δίνει τη δυνατότητα να προσομοιώσουμε αντίστοιχα το ενισχυμένο μέλος σαν άθροισμα δύο διατομών (υφιστάμενη-νέα) και ό,τι αυτό συνεπάγεται για τη νέα αντοχή του σκυροδέματος της ενισχυόμενης διατομής (την ορίζει αυθαίρετα ο μελετητής), ούτε μας δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού των απαιτούμενων βλήτρων (αντίστοιχα στην κρίση του μελετητή). Τέλος, οι δοκοί που ενισχύθηκαν είναι αρκετές με βάση και τα αποτελέσματα που παρουσίασε η διαστασιολόγηση, καθώς και η ανελαστική στατική ανάλυση.

8.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΩΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

8.2.1 Αλλαγή διατομών κατά τη διαστασιολόγηση

Σε αυτή την ενότητα θα περιγράψουμε τις αλλαγές των διαστάσεων των διατομών που έγιναν στα μέλη του φορέα έτσι ώστε να οπλιστούν όλα κατά τη διαδικασία της διαστασιολόγησης.

Αλλαγές διατομών υποστυλωμάτων		
Μέλος	Περιγραφή	Ενίσχυση
K₃₄₈(0)	Πρόκειται για ένα μεγάλο μήκους τοίχωμα που παραλαμβάνει μεγάλο ποσοστό της σεισμικής διέγερσης. Παρουσιάζει ανεπάρκειες και στη φάση της διαστασιολόγησης και στη φάση της αποτίμησης.	750/30 -> 750/65
K₁₈₀(1) K₁₉₃(1) K₂₃₉(1) K₂₄₀(1)	Πρόκειται για υπ/τα των δύο πρότυπων κτιρίων που στη στάθμη του ισογείου ενισχύονται 50/50 -> 65/65 ενώ στις παραπάνω στάθμες όχι. Εμείς θα συνεχίσουμε την ενίσχυση του ισογείου. Στη φάση της αποτίμησης δεν παρουσιάζουν ανεπάρκειες.	50/50 -> 65/65
K₂₃₇(0) K₂₆₂(0)	Πρόκειται για υπ/τα του πάνω πρότυπου κτιρίου που ενισχύονται στο ισόγειο και εμείς θα συνεχίσουμε την ίδια ενίσχυση σε όλους τους ορόφους	40/80 -> 55/95
K₁₀₇, K₁₁₂ K₁₁₃, K₁₁₄ K₁₁₉, K₁₂₀ K₁₂₁, K₁₂₂	Πρόκειται για τα εξωτερικά υπ/τα του κτιρίου 2 των οποίων η διάσταση μικραίνει αισθητά καθ' ύψος. Θα τα ενισχύσουμε από τη στάθμη του ισογείου.	35/50 -> 50/55
K₁₁₅, K₁₁₆ K₁₁₇, K₁₁₈	Πρόκειται αντίστοιχα για εξωτερικά υπ/τα του κτιρίου 2 των οποίων η διάσταση μικραίνει αισθητά καθ' ύψος. Θα τα ενισχύσουμε από τη στάθμη του ισογείου.	35/50 -> 40/50

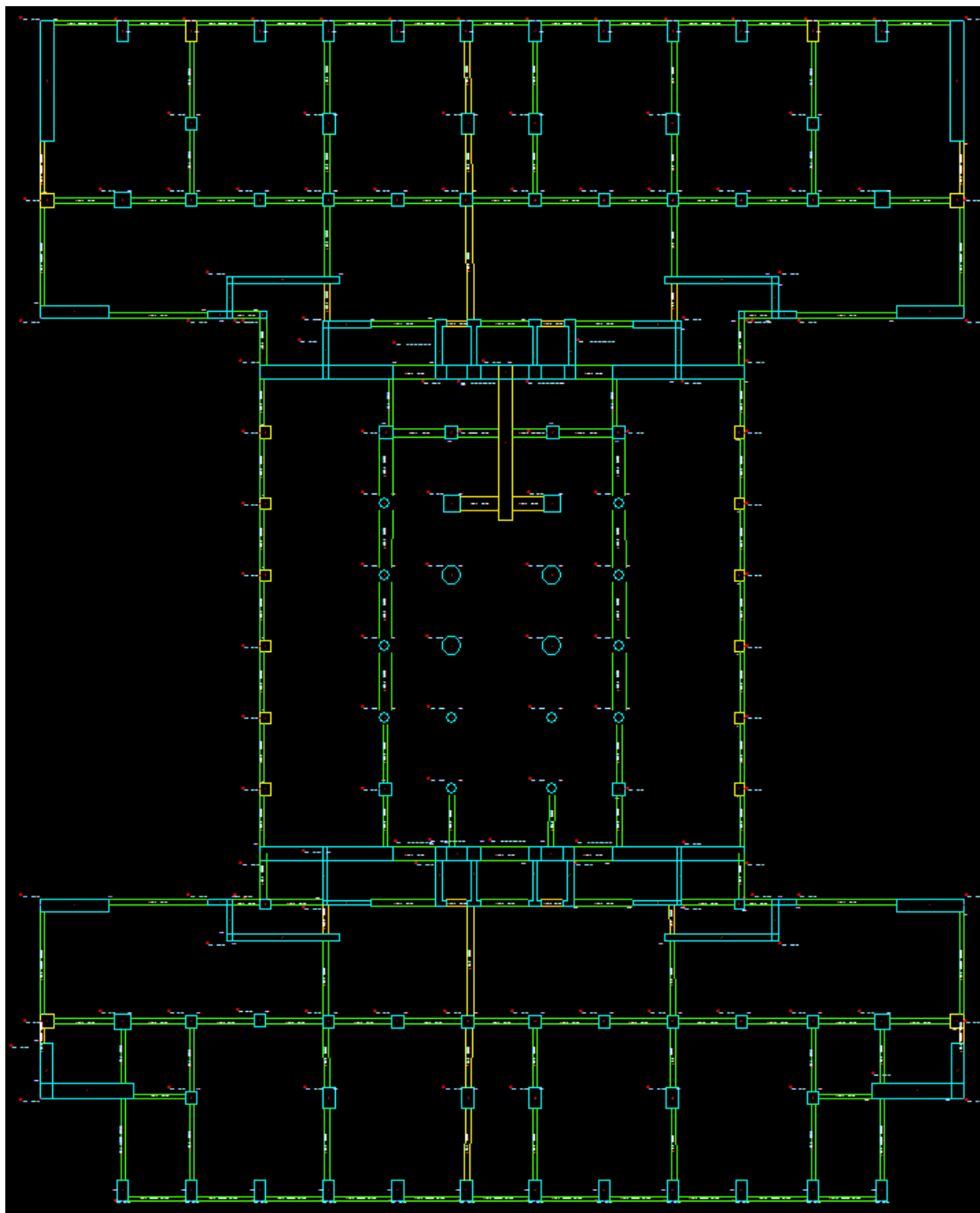
Πίν 8.1 Αλλαγές διατομών στα υποστυλώματα

Αλλαγές διατομών δοκών		
Μέλος	Περιγραφή	Ενίσχυση
Δ_{50.2}(4,6) Δ_{51.2}(4,6)	Πρόκειται για τις εξωτερικές δοκούς του πάνω πρότυπου κτιρίου που στη μία τους πλευρά συνδέονται σε νέο τοίχωμα.	20/105 -> 25/105
Δ_{96.2}(0-7) Δ_{97.2}(0-7)	Πρόκειται για τις εξωτερικές δοκούς του κάτω πρότυπου κτιρίου που στη μία τους πλευρά συνδέονται σε νέο τοίχωμα. Το δεύτερο άνοιγμα της σειράς είναι πολύ μικρού μήκους και δεν επαρκεί έναντι της αυξημένης έντασης από το τοίχωμα	Οι δοκοί δεν ενισχύονται απλά συνδέονται με ελαστική άρθρωση τέμνουσας με το τοιχείο για να παραλαμβάνουν μόνο τα φορτία από την πλάκα που τους αντιστοιχούν.
Δ_{132.1}(0-7) Δ_{133.1}(0-7) Δ_{12.1}(0-7) Δ_{13.1}(0-7)	Πρόκειται για δοκούς των πρότυπων κτιρίων που στις δύο τους πλευρές συνδέονται σε νέο τοίχωμα. Το άνοιγμά τους είναι πολύ μικρού μήκους και δεν επαρκεί έναντι της αυξημένης έντασης από το τοίχωμα	Οι δοκοί δεν ενισχύονται απλά συνδέονται με ελαστική άρθρωση τέμνουσας με το τοιχείο για να παραλαμβάνουν μόνο τα φορτία από την πλάκα που τους αντιστοιχούν.
Δ_{45.2,4}(0-7) Δ_{86.2,4}(0-7)	Πρόκειται για δοκούς των πρότυπων κτιρίων που στις δύο τους πλευρές συνδέονται στο νέο τοίχωμα του ασανσέρ. Το άνοιγμά τους είναι πολύ μικρού μήκους και δεν επαρκεί έναντι της αυξημένης έντασης από το τοίχωμα	Οι δοκοί δεν ενισχύονται απλά συνδέονται με ελαστική άρθρωση τέμνουσας με το τοιχείο για να παραλαμβάνουν μόνο τα φορτία από την πλάκα που τους αντιστοιχούν.
Δ₂₇(0), Δ₂₈(0) Δ₂₉(7)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	20/70 -> 30/70
Δ₉₂(5), Δ₅₀(6) Δ₅₀(7), Δ₅₁(7) Δ₉₄(7), Δ₉₅(7)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	30/50 -> 40/50
Δ₁₁₅(6)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	25/50 -> 30/50
Δ₂₇(7), Δ₂₈(7)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	30/70 -> 30/80
Δ₁₂(7)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	25/70 -> 25/80
Δ₁₂₇(7)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	25/55 -> 25/65
Δ₁₄₂(7) Δ₁₄₃(7) Δ₁₄₄(7) Δ₁₄₅(7) Δ₁₄₆(7) Δ₁₄₇(7) Δ₁₅₇(7) Δ₁₅₈(7) Δ₁₅₉(7) Δ₁₆₀(7) Δ₁₆₁(7) Δ₁₆₂(7)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	50/50 -> 60/60
Δ₁₄₂(8) Δ₁₄₃(8) Δ₁₄₄(8) Δ₁₄₅(8) Δ₁₄₆(8) Δ₁₄₇(8)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	40/50 -> 50/60
Δ₁₅₀(7) Δ₁₅₁(7) Δ₁₅₂(7) Δ₁₅₄(7) Δ₁₅₅(7) Δ₁₅₆(7) Δ₁₅₀(8) Δ₁₅₁(8) Δ₁₅₄(8)	Δοκοί που αστοχούν από στατικά φορτία	40/50 -> 50/60

Πίν 8.2 Αλλαγές διατομών στις δοκούς

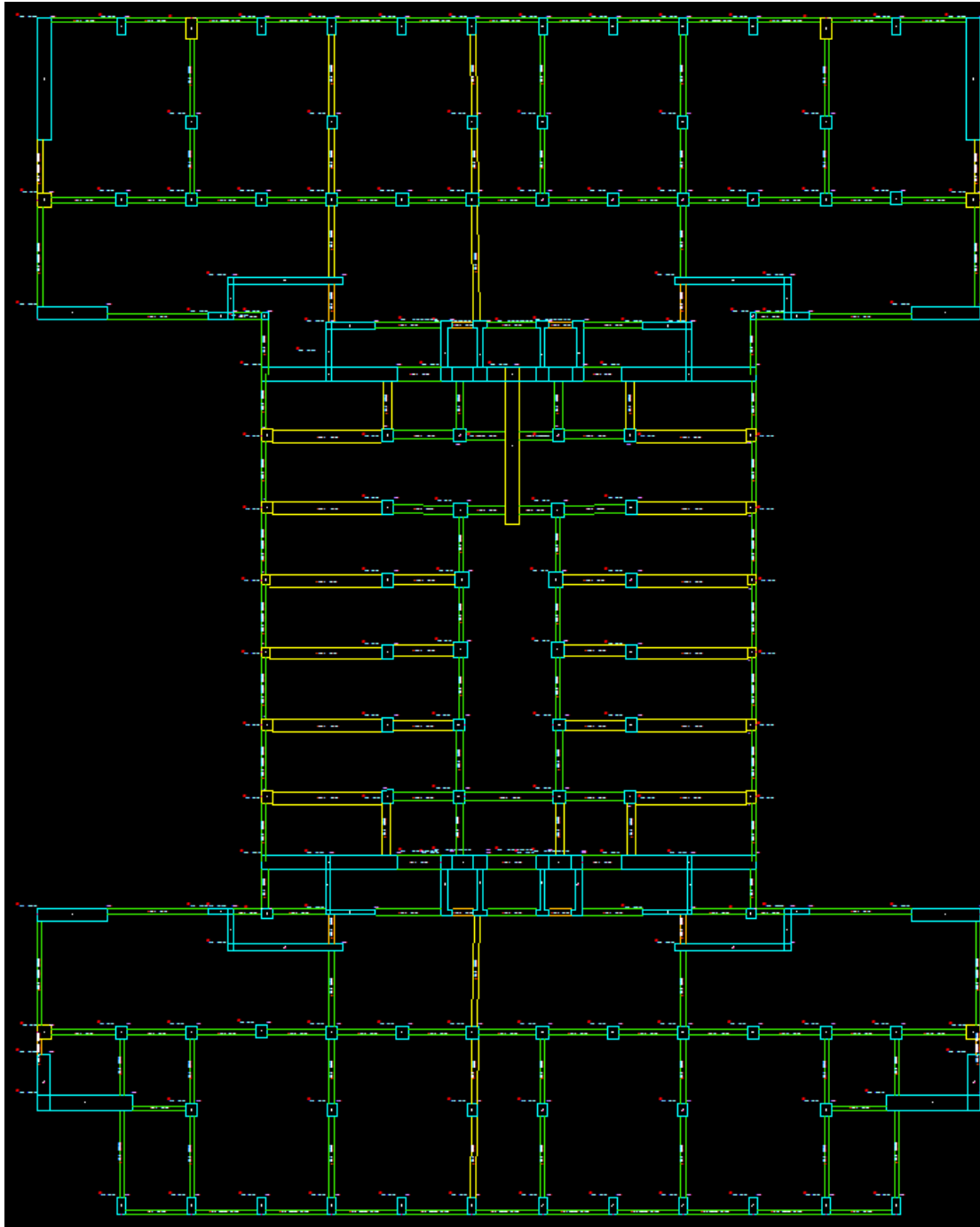
8.2.2 Ξυλότυποι αυξημένων διατομών φορέα

Ο παρακάτω ξυλότυπος μας διευκολύνει στο να δούμε τα υπ/τα που δεν σπλίζονταν κατά τη διαστασιολόγηση και αυξήθηκαν οι διατομές τους (κίτρινο χρώμα), καθώς οι αλλαγές αυτές έγιναν στη στάθμη του ισογείου και καθ'όλο το ύψος της κατασκευής. Αντίστοιχα παρουσιάζονται κι οι δοκοί που δεν επαρκούν (κι οι ανεπάρκειες εκτείνονται σε αρκετούς ορόφους του κτιρίου). Με πορτοκαλί επισημαίνονται οι δοκοί που συνδέθηκαν αρθρωτά με τα τοιχεία.



Σχ. 8.1 Ξυλότυπος διατομών ισογείου

Ο παρακάτω ξυλότυπος μας διευκολύνει να δούμε ποιες δοκοί ήταν ανεπαρκείς κι αυξήθηκαν οι διατομές τους. Οι περισσότερες ανεπάρκειες αφορούσαν τους ορόφους 7,8.



Σχ. 8.2 Ξυλότυπος ενισχύσεων 7ου ορόφου

8.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΕΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Στη συνέχεια έγινε ανελαστική στατική ανάλυση στον τελικό φορέα που προέκυψε από τη διαστασιολόγηση, για να διαπιστώσουμε τυχόν ανεπάρκειες και απαίτηση ενισχύσεων. Παρατηρούμε ότι εμφανίζονται αρκετές ανεπάρκειες δοκών για τη στάθμη DL, αλλά και κάποιες ανεπάρκειες τοιχωμάτων έναντι διάτμησης. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που παρήγαγε η ανελαστική στατική ανάλυση (PUSH-OVER) για τον φορέα που διαστασιολογήσαμε καθώς και οι ανεπάρκειες που παρουσιάστηκαν. Θα συγκεντρώσουμε συνολικά τις ανεπάρκειες που προέκυψαν και τις τελικές ενισχύσεις που έγιναν μέχρι να είναι επαρκής ο φορέας (επειδή οι ονομασίες ποικίλλουν ανά όροφο, βάση αναφοράς στον πίνακα είναι τα ονόματα του ισογείου). Η ανάλυση έγινε για συνδυασμό A_2, B_1, Γ_0 (πιθανότητες υπέρβασης: DL=50%, SD=10%, NC/VR=5%) βάσει EC8-1§2.1(1). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει συνδυασμό A_2, B_1, Γ_1 (πιθανότητες υπέρβασης: DL=50%, SD=10%, NC/VR=10%). Το πρόγραμμα στα αποτελέσματα περιλαμβάνει και τους δύο συνδυασμούς.

Ενισχύσεις υποστυλωμάτων		
Μέλος	Περιγραφή	Ενίσχυση
K₃₄₈(0)	Πρόκειται για ένα μεγάλο μήκους τοίχωμα που παραλαμβάνει μεγάλο ποσοστό της σεισμικής διέγερσης. Παρουσιάζει ανεπάρκειες και στη φάση της διαστασιολόγησης και στη φάση αποτίμησης. Παρουσιάζει οριακή ανεπάρκεια στον έλεγχο έναντι τέμνουσας για πιθανότητα υπέρβασης 5% ($\lambda_{Vtz}=0,84$) ενώ για 10% (όπως προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.) επαρκεί ($\lambda_{Vtz}=1,08$)	-
K₂₃₉(0-7) K₂₄₀(0-7)	Πρόκειται για υπ/τα των δύο πρότυπων κτιρίων που βρίσκονται στις δύο πλευρές του άνω πρότυπου κτιρίου και η ενίσχυση των δοκών που έγινε τους προκάλεσε ανεπάρκειες	(0-4): 65/65 -> 90/90 (4-7): 65/65 -> 70/70
K₃₃₉(2) K₃₄₅(0) K₃₄₇(3)	Πρόκειται για νέα τοιχώματα του πάνω πρότυπου κτιρίου.	Είχαν οριακές ανεπάρκειες έναντι τέμνουσας και οι ενισχύσεις στις δοκούς τα έκαναν να επαρκούν. Οπότε δεν έγιναν καθόλου επεμβάσεις

Πίν 8.3 Ενισχύσεις που υλοποιήθηκαν στα υπ/τα μετά την αποτίμηση

Ενισχύσεις δοκών		
Μέλος	Περιγραφή	Ενίσχυση
Δ₂₃(0-7) Δ₂₄(1-3,5,6)	Πρόκειται για δοκοσειρές 13 ανοιγμάτων στη διεύθυνση Z των δύο πρότυπων κτιρίων	25/60 -> 40/60
Δ₂₇(0-7) Δ₂₈(0-7)	Πρόκειται για την κεντρική δοκοσειρά στη διεύθυνση X που συνδέεται με το τοίχειο του ασανσέρ	20/70 -> 40/80
Δ₃₂(3,5,6)	Πρόκειται για τις δοκούς των πρότυπων κτιρίων κατά τη διεύθυνση X οι οποίες είναι ακριβώς δίπλα από τις εξωτερικές (δίπλα από τα πρόσθετα εξωτερικά τοιχώματα)	20/70 -> 40/70
Δ₃₆(1-6)		(Οι Δ₃₂(5) , Δ₃₅(5) : 20/70 ->40/80)
Δ₃₃(0-7)		
Δ₃₇(3,5,6)		
Δ₉₅(2-6)	Πρόκειται για τις δοκούς των πρότυπων κτιρίων κατά τη διεύθυνση X οι οποίες συνδέονται με τα πρόσθετα τοιχώματα τύπου Z	25/70 -> 50/80 (Η Δ₉₅(5) : 25/70 -> 40/80)
Δ₅(3-5)		25/70 -> 40/70 (Η Δ₅(3) : 25/70 -> 60/80)
Δ₅₂(3,4)		25/70 -> 50/80
Δ₈(2-6)		25/70 -> 50/80 (Η Δ₈(3) : 25/70 -> 60/80)
Δ₉₄(2-7)	Πρόκειται για μικρές δοκούς που καταλήγουν στα τοιχεία της κάτω πλευράς του κάτω πρότυπου κτιρίου διατομής Γ	20/50 -> 40/50
Δ₈₁(2-7)		20/50 -> 40/50
Δ₁₂₆(3-6)	Πρόκειται για δοκούς 3 ανοιγμάτων στη διεύθυνση X που καταλήγουν στα 2 τοιχεία του ασανσέρ, της πάνω πλευράς του κάτω πρότυπου κτιρίου.	30/50 -> 40/50
Δ₁₂₇(3-6)		30/50 -> 40/50
Δ₁₂₄(4,7)	Πρόκειται για δοκούς 7 ανοιγμάτων στη διεύθυνση X που ουσιαστικά ενώνουν τα 2 μεγάλα τοιχεία (αυτά δίπλα από τα τοιχεία του ασανσέρ) των δύο πρότυπων κτιρίων	Δ₁₂₄(4) : 25/50 -> 40/50 όλη η σειρά Δ₁₂₄(7) : 25/50 -> 40/50 μία δοκός
Δ₁₁₇(5-7)		25/50 -> 35/50 Δ₁₁₇(7) : 25/50 -> 40/50 μία δοκός
Δ₁₂₂(3-6)		30/50 -> 50/50
Δ₃₉(2-5)	Πρόκειται για δοκούς 2 ανοιγμάτων που καταλήγουν στο κεντρικό τοίχωμα διεύθυνσης X (κάθετο σε αυτό του ασανσέρ του πάνω πρότυπου κτιρίου)	Δ₃₉(2) 40/50 -> 50/60 Δ₃₉(3,4) 40/50 -> 60/60 Δ₃₉(5) 40/50 -> 50/50
Δ₃₅(2,4)	Πρόκειται για τη δοκό του πάνω πρότυπου κτιρίου που συνδέει το μεγάλο τοίχειο με αυτό του ασανσέρ	70/40 -> 70/60
Δ₁₂₂(2-6)	Πρόκειται για δοκούς 2 ανοιγμάτων στη διεύθυνση X που καταλήγουν στο τοίχειο του ασανσέρ της κάτω πλευράς του πάνω πρότυπου κτιρίου. Οι δοκοί αυτοί ξεκινάνε στη στάθμη του πρώτου ορόφου	30/50 -> 40/50
Δ₁₂₉(3,5,6)		30/50 -> 40/50
Δ₄₉(1-6)	Πρόκειται για τις δοκούς 2 ανοιγμάτων κατά X στις δύο άκρες του πάνω πρότυπου κτιρίου	20/105 -> 60/105 Δ₄₉(5) : 20/105 -> 35/105 Δ₄₉(6) : 20/105 -> 30/105
Δ₅₀(1-5)		20/105 -> 60/105 Δ₅₀(5) : 20/105 -> 35/105

Πίν 8.4 Ενισχύσεις που υλοποιήθηκαν στις δοκούς μετά την αποτίμηση

8.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΝΩΣΗΣ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΤΕΛΙΚΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

8.4.1 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα απαίτησης - ικανότητας

Μετά και τις ενισχύσεις που παρουσιάζονται παραπάνω, προκύπτει η επάρκεια της τελικής πρότασης ενισχύσεων, αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.

Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ένωση με τοιχώματα				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	3έτη < 72έτη!	407έτη < 475έτη!	638έτη < 975έτη !	57έτη < 975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	100% > 50%!	11,56% > 10% !	7,54% > 5% ! < 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	58,71% > 5%! > 10%(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)!
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 5,7cm Z= 6,2cm	X= 10,9cm Z= 11,7cm	X= 14cm Z= 15cm	

Πίν 8.5 Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας ένωσης με τοιχώματα

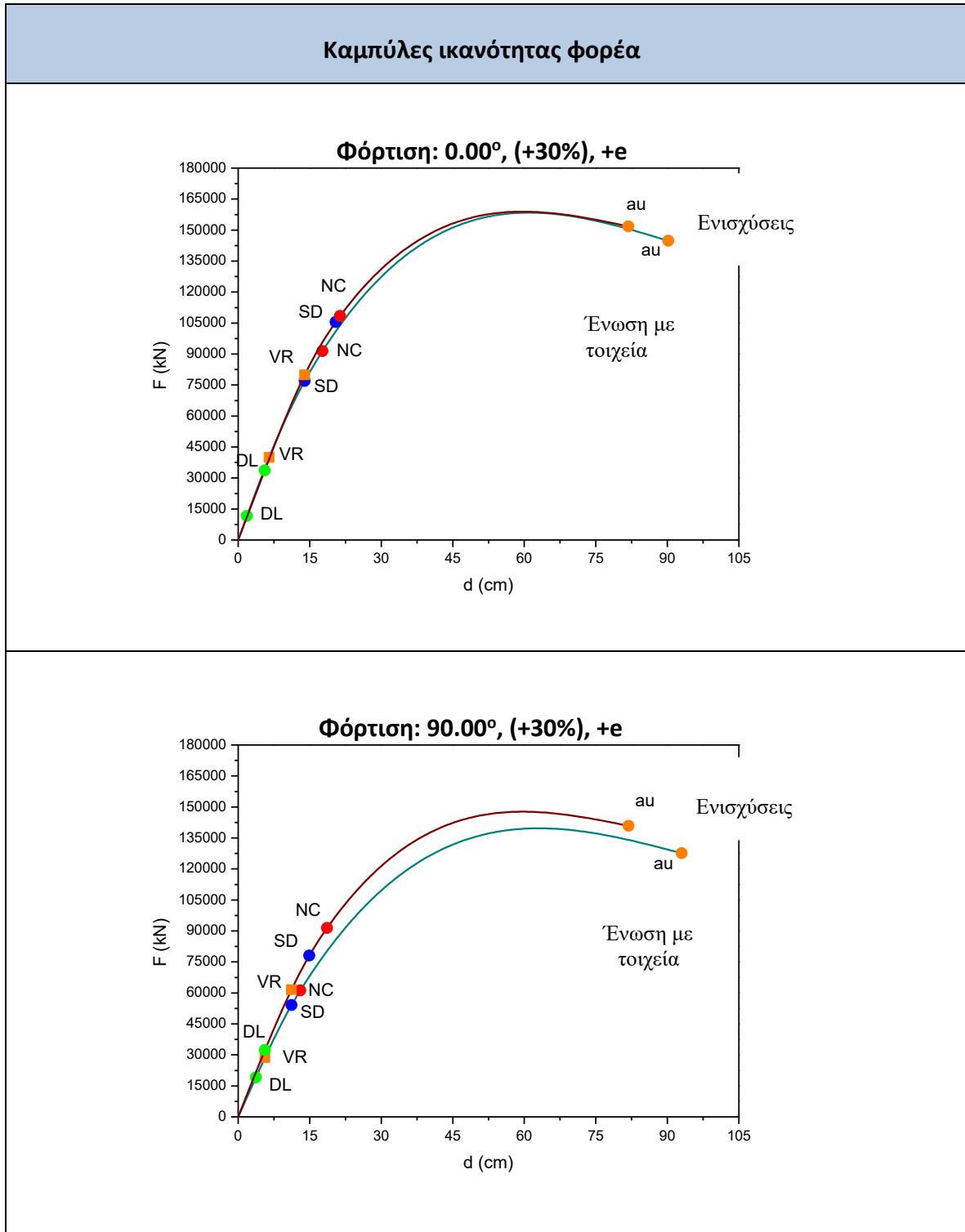
Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ενισχυμένος φορέας				
Στόχοι αποτίμησης	DL	SD	NC	VR
Περίοδος επαναφοράς	91έτη > 72έτη	862έτη < 475έτη	1707έτη > 975έτη	714έτη < 975έτη!
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	42,32% < 50%	5,63% < 10%	2,89% < 5% < 10% (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	6,79% > 5%! < 10% (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
Στοχευόμενη μετακίνηση	X= 5,9cm Z= 6,0cm	X= 11,0cm Z= 11,3cm	X= 19,2cm Z= 19,2cm	

Πίν 8.5 Αποτελέσματα απαίτησης ικανότητας τελικής πρότασης ενισχύσεων

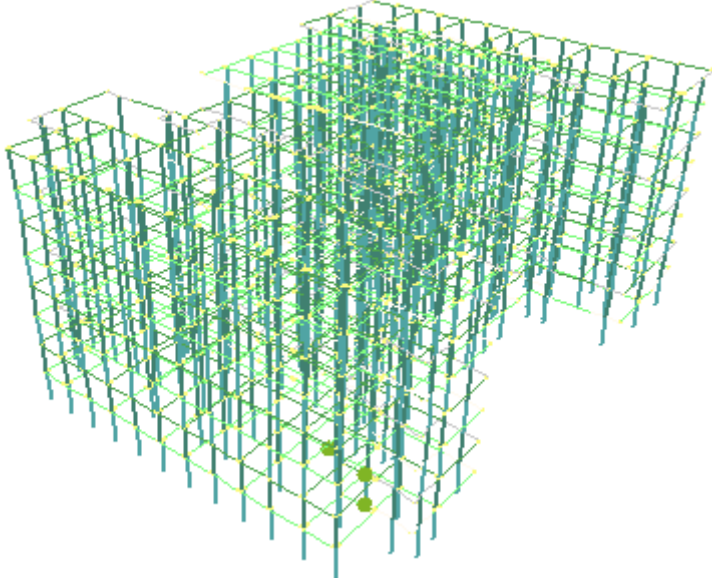
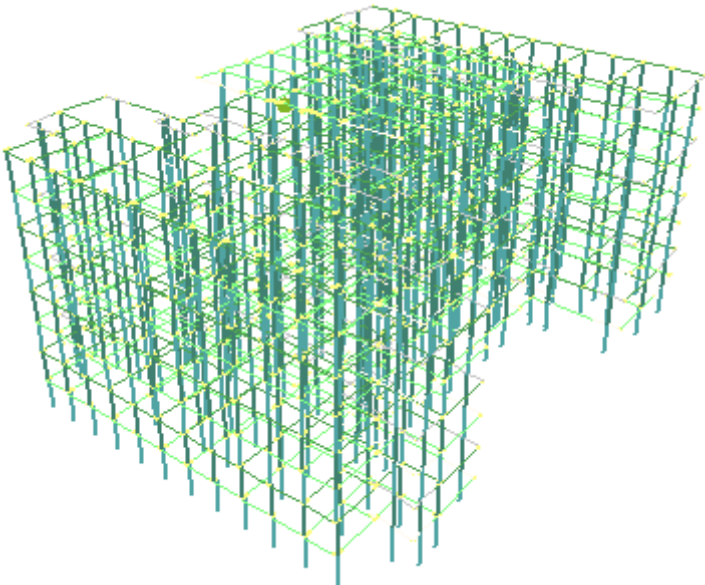
Κατά τη διαδικασία των ενισχύσεων των δοκών ώστε να επαρκούν στις στάθμες DL, VR, οι ανεπάρκειες των τοιχείων αίρονται εκτός από μία. Οι ανεπάρκειες έναντι διάτμησης αφορούν το υπ/μα $K_{348}(0)$ για πιθανότητα υπέρβασης 5% για τον έλεγχο τέμνουσας που ορίζει ο EC8-1§2.1(1) ενώ για τον έλεγχο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ορίζει πιθανότητα υπέρβασης 10% κρίνονται επαρκείς με βάση τα αποτελέσματα του προγράμματος FESPA. Δεν δίνεται η δυνατότητα για περαιτέρω μελέτη του μέλους καθώς το πρόγραμμα FESPA δεν παρουσιάζει τις φορτίσεις κάθε μέλους για κάθε βήμα της ανάλυσης PUSH-OVER.

8.4.2 Καμπύλες ικανότητας

Παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες ικανότητας: α) της ένωσης με τοιχώματα β) της πρότασης ενισχύσεων με βάση τις ανεπάρκειες που προέκυψαν από την ανάλυση PUSH-OVER



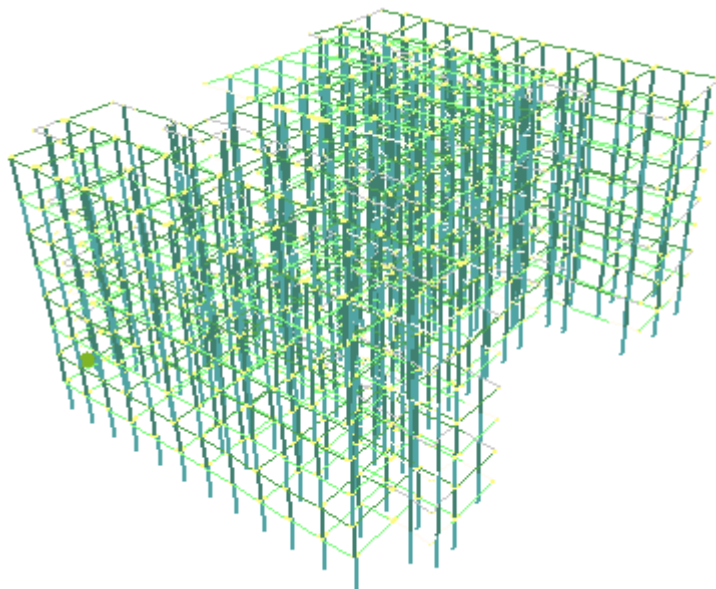
8.4.3 Αστοχία πρώτου μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

<p style="text-align: center;">Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e</p>	
<p>Ενισχυμένος φορέας</p> 	<p>Υπέρβαση στάθμης DL F= 33.674,6kN $\Delta_{24.10}(0)$ $\Delta_{94.1}(0,1)$</p>
<p>Ένωση με τοιχώματα</p> 	<p>Υπέρβαση στάθμης DL F= 11.663,5kN $\Delta_{146.1}(7)$</p>

Πίν 8.6 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL(0°)

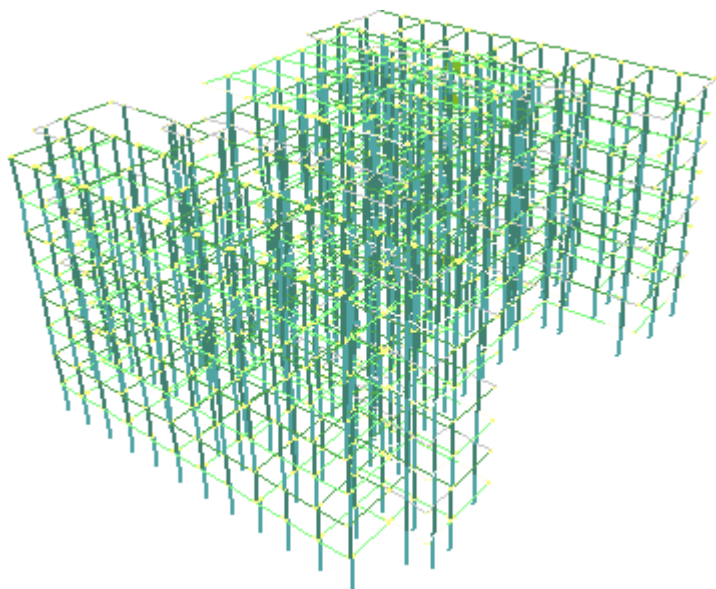
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL
Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e

Ενισχυμένος φορέας



Υπέρβαση
στάθμης DL
 $F= 32.360,6$
 $\Delta_{32.2}(1)$

Ένωση με τοιχώματα

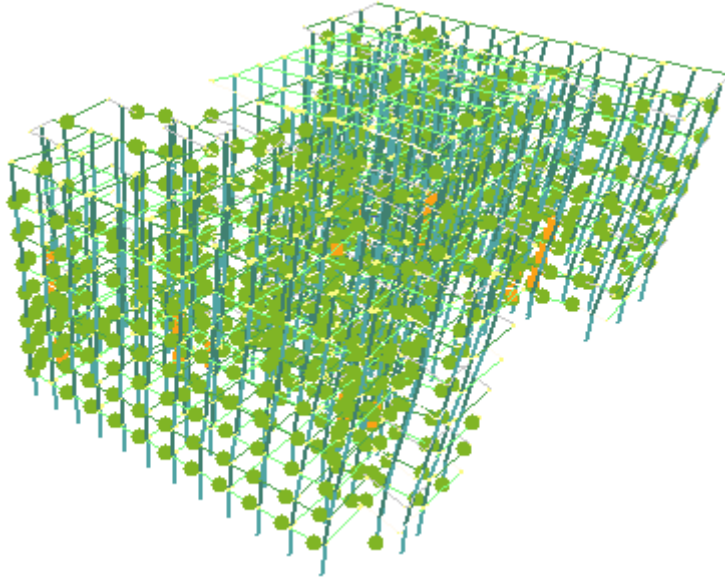


Υπέρβαση
στάθμης DL
 $F= 19.160,1$
 $\Delta_{28.3}(0,6,7)$

Πίν 8.7 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας DL(90°)

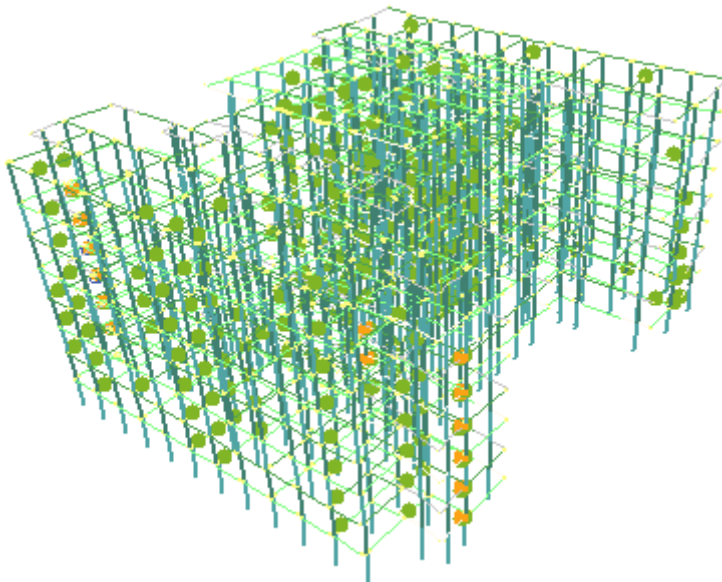
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD
Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e

Ενισχυμένος φορέας



Υπέρβαση
στάθμης SD
 $F = 105.444 \text{ kN}$
 $K_{312}(0)$
 $\Delta_{130.1}(1)$

Ένωση με τοιχώματα

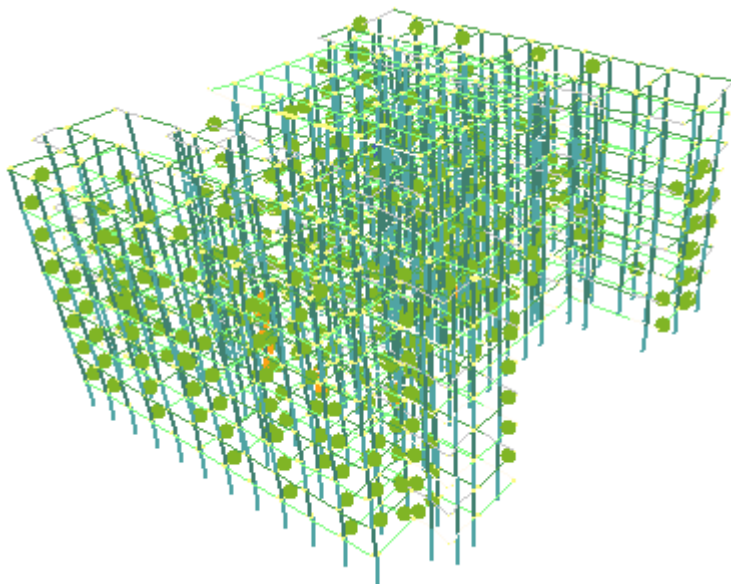


Υπέρβαση
στάθμης SD
 $F = 77.002,3 \text{ kN}$
 $\Delta_{97.1}(2,3)$

Πίν 8.8 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD(0°)

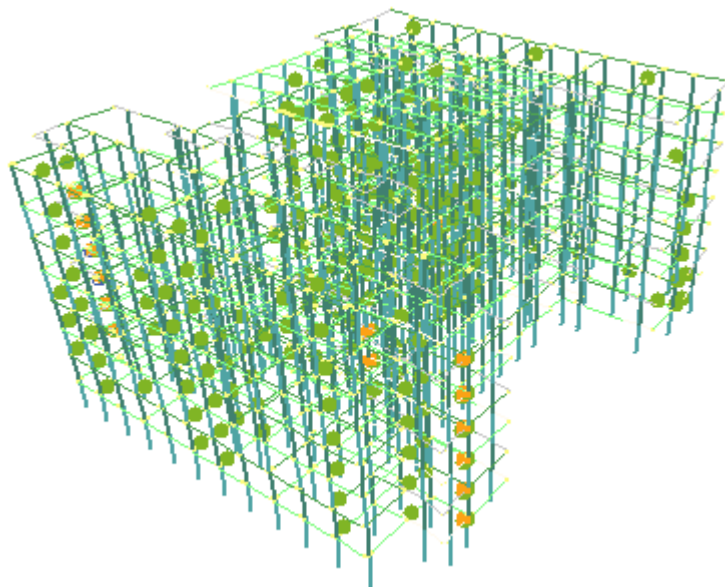
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD
Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e

Ενισχυμένος φορέας



Υπέρβαση
στάθμης SD
 $F = 78.055,9 \text{ kN}$
 $\Delta_{42.1(2)}$

Ένωση με τοιχώματα

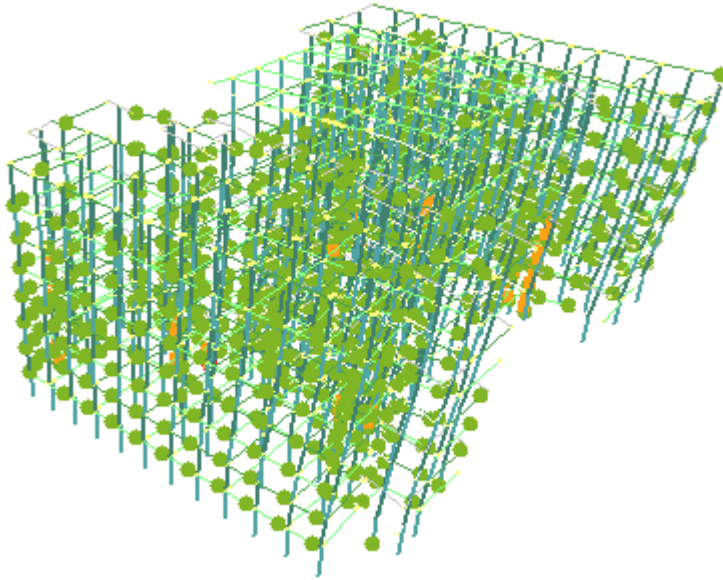


Υπέρβαση
στάθμης SD
 $F = 54062,5 \text{ kN}$
 $\Delta_{97.1(2,3)}$

Πίν 8.9 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας SD(90°)

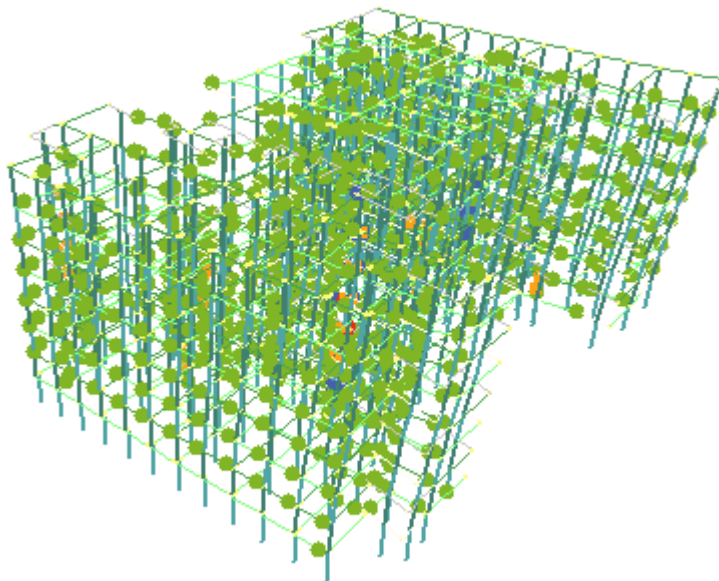
Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC
Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e

Ενισχυμένος φορέας



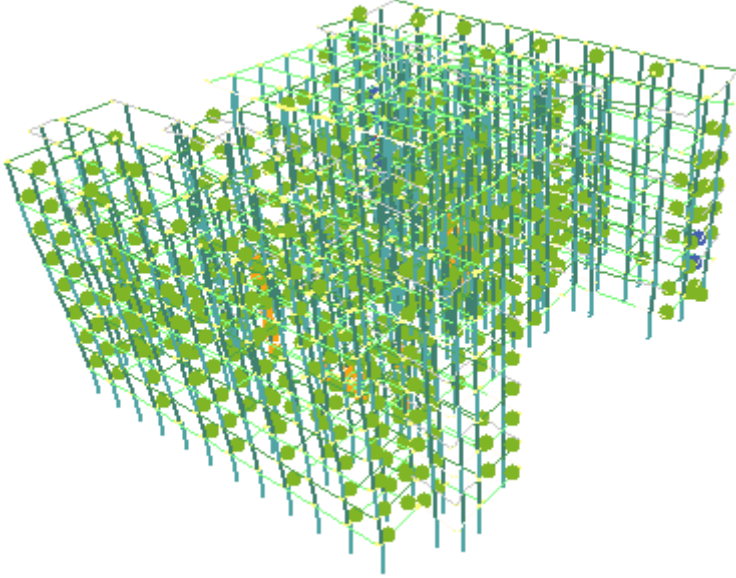
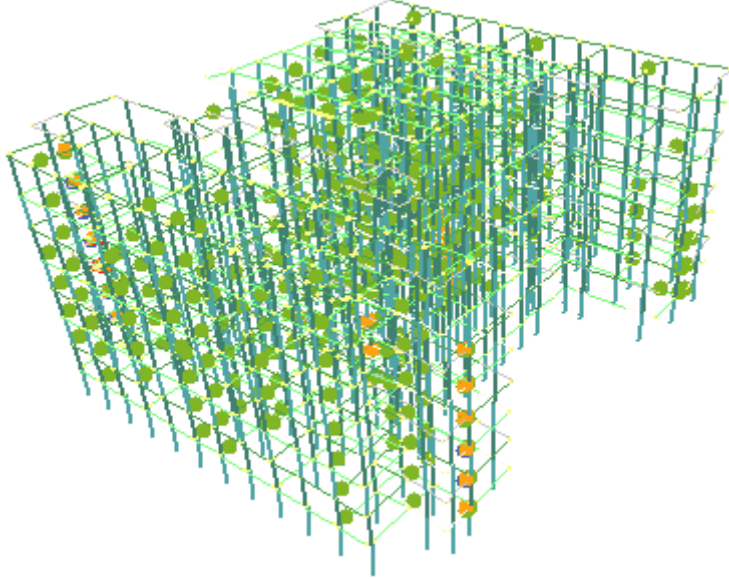
Υπέρβαση
στάθμης NC
 $F = 108.389 \text{ kN}$
 $K_{312}(0)$

Ένωση με τοιχώματα



Υπέρβαση
στάθμης NC
 $F = 91.404,2 \text{ kN}$
 $\Delta_{133.1}(3,4)$

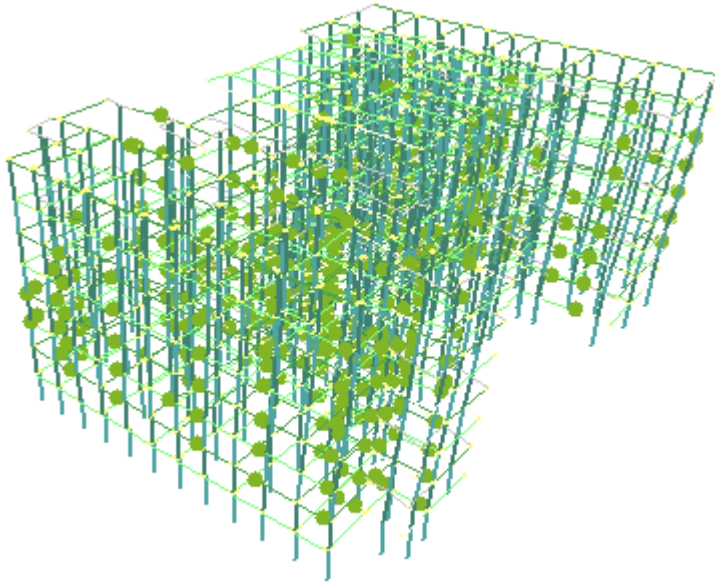
Πίν 8.10 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC(0°)

Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e		
Ενισχυμένος φορέας		<p>Υπέρβαση στάθμης NC F= 91.389kN Δ_{42.1(2)}</p>
Ένωση με τοιχώματα		<p>Υπέρβαση στάθμης NC F= 61.213,9kN Δ_{97.1(2,3)}</p>

Πίν 8.11 Αστοχία πρώτου μέλους για στάθμη επιτελεστικότητας NC(90°)

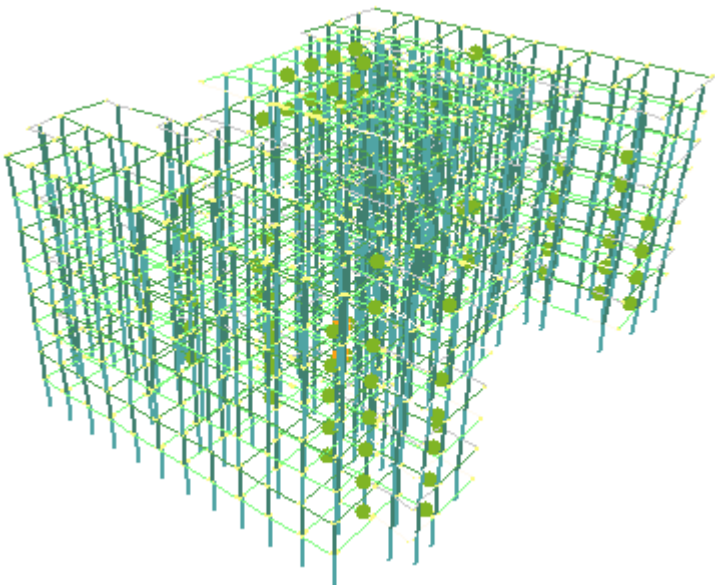
Αστοχία πρώτου μέλους για έλεγχο σε τέμνουσα
Φόρτιση: Φόρτιση: 0.00°, (+30%), +e

Ενισχυμένος φορέας



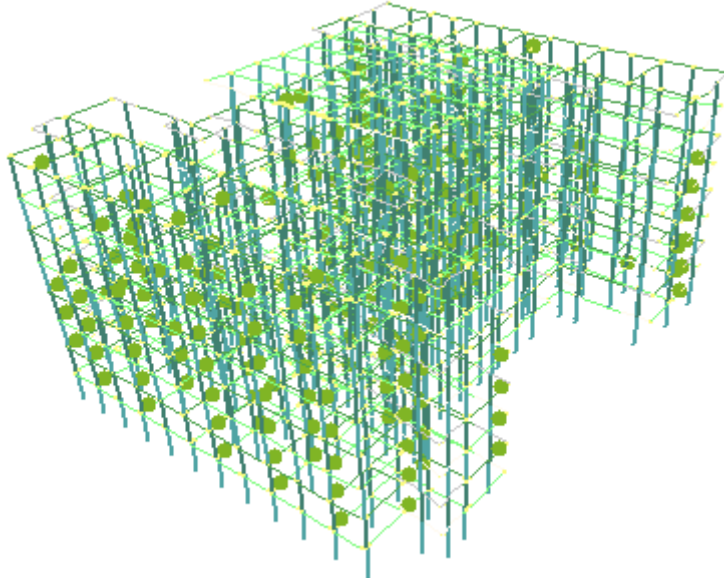
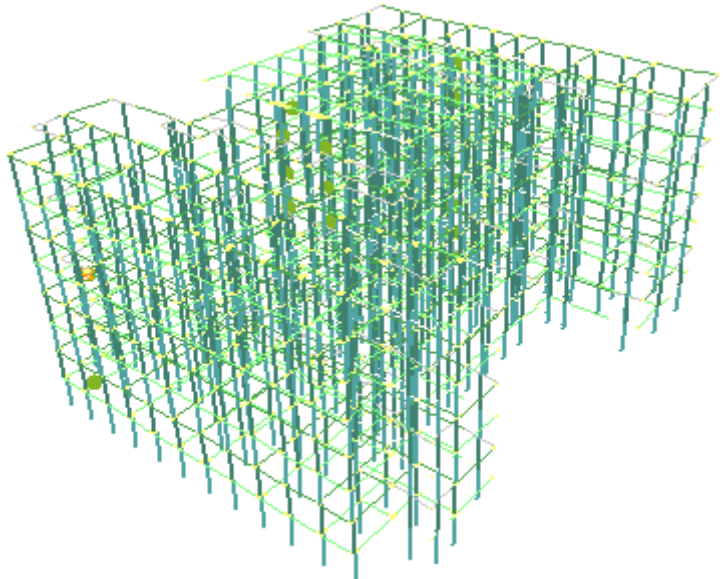
Υπέρβαση
τέμνουσας
 $F = 79862,4 \text{ kN}$
 $K_{345}(1)$

Ένωση με τοιχώματα



Υπέρβαση
τέμνουσας
 $F = 39988,3 \text{ kN}$
 $\Delta_{133.1}(2)$

Πίν 8.12 Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση (0°)

Αστοχία πρώτου μέλους για έλεγχο σε τέμνουσα Φόρτιση: Φόρτιση: 90.00°, (+30%), +e		
Ενισχυμένος φορέας		<p>Υπέρβαση τέμνουσας F= 61.628,9kN K₃₄₈(0)</p>
Ένωση με τοιχώματα		<p>Υπέρβαση τέμνουσας F= 28608kN Δ_{97.1}(2)</p>

Πίν 8.13 Αστοχία πρώτου μέλους σε διάτμηση (90°)

8.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενες ενότητες, για το υπάρχον κτίριο δεν έγινε καμία πρόβλεψη ενισχύσεων σε δοκούς. Στην πορεία μελέτης που έγινε σε αυτό το κεφάλαιο αυξάνουμε τις διατομές των μελών έτσι ώστε να επαρκεί ο φορέας μας κατά τη φάση της διαστασιολόγησης. Οι αλλαγές που έγιναν στη στάθμη του ισόγειου συνεχίστηκαν καθ'όλο το ύψος της κατασκευής και παρατηρήθηκε οριακή επάρκεια (105%) των αυξημένων διατομών. Πράγμα που έρχεται σε αντίθεση με την υλοποιούμενη πρόταση η οποία προέβλεπε ενισχύσεις κατά κύριο λόγο στο ισόγειο. Το Κ348(0) λόγω διαστάσεων στην υλοποιούμενη μελέτη σπλίζεται σαν μεγάλο ελαφρά σπλισμένο τοιχείο (Μ.Ε.Ο.Τ). Στην παρούσα διπλωματική ενισχύεται σημαντικά (αυξάνονται κατά πολύ οι διαστάσεις του, πράγμα που προκαλεί και αρχιτεκτονικά προβλήματα) αφού το FESPA δεν παρέχει την παραπάνω δυνατότητα όπλισης. Χαρακτηριστικό είναι ότι παρόλο που δημιουργήσαμε (στην πρώτη φάση αυτού του κεφαλαίου) ένα φορέα που δεν παρουσιάζει ανεπάρκειες κατά τη διαδικασία της διαστασιολόγησης, μετά τον έλεγχο επάρκειας εμφανίζονται αρκετές ανεπάρκειες σε δοκούς και περιορισμένες σε τοιχεία. Οι ανεπάρκειες των δοκών αφορούν κυρίως τη στάθμη DL (Περιορισμένες βλάβες) η οποία αναφέρεται σε μέλη που έχουν υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες και διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Για ένα κτίριο κατηγορίας σπουδαιότητας III αλλά και για μία χώρα όπως η Ελλάδα που οι σεισμοί είναι αρκετά συχνοί είναι σημαντικό να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις μη υπέρβασης της στάθμης DL όσον αφορά το υπάρχον κτίριο. Παρόλα αυτά, για να ικανοποιείται αυτή η απαίτηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι ενισχύσεις που απαιτούνται είναι αρκετές και ενδεχομένως αυξάνουν υπερβολικά το κόστος της πρότασης ενισχύσεων. Ένα τελευταίο που μπορούμε να συμπεράνουμε είναι η αυστηρότητα των νέων κανονισμών (ΚΑΝ.ΕΠΕ./EC8) όσον αφορά τους στόχους σχεδιασμού/ενισχύσεων/επάρκειας

9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική έχει ως στόχο τη διερεύνηση της επίδρασης διαφορετικών κανονισμών στη διαστασιολόγηση και την όπλιση ενός συγκροτήματος τριών κτιρίων που χωρίζονται με αντισεισμικό αρμό. Σε πρώτο βήμα ασχοληθήκαμε με τα τρία κτίρια ξεχωριστά. Παρατηρήθηκε ότι η αρχική μελέτη διαστασιολόγησης βασίστηκε αποκλειστικά στο ΒΔ54 χωρίς πρόβλεψη σεισμού (καν. '59). Αυτό φαίνεται και στη μεγάλη διαφορά των οπλισμών της διαστασιολόγησης κατά ΒΔ54/αντισεισμικός 59 (FESPA) με αυτούς της αποτύπωσης που έγινε στα υφιστάμενα κτίρια. Παράλληλα ο αντισεισμικός αρμός 5cm που υλοποιήθηκε κρίνεται σημαντικά ανεπαρκής αφού από τη διαστασιολόγηση των κτιρίων (FESPA) προκύπτουν μετακινήσεις του κάθε κτιρίου της τάξης των 10cm (ή μεγαλύτερων) κατά Ζ. Πρόσθετα παρατηρούνται μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ των διαφορετικών τρόπων διαστασιολόγησης των κτιρίων, όσον αφορά τις ανεπάρκειες, κατά ΒΔ54 και ΕC. Πράγμα που με μία πρώτη ματιά κάνει τις επεμβάσεις στους φορείς επιβεβλημένες. Η ανελαστική στατική ανάλυση των τριών φορέων, και η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας τους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ενισχύει το πρώτο συμπέρασμα.

Σε επόμενο στάδιο σχεδιάσαμε έναν ενιαίο φορέα στον οποίο απλά καταργήσαμε τον αντισεισμικό αρμό, για να δούμε τι επιρροή θα είχε (όσον αφορά τις ανεπάρκειες, τις μετακινήσεις και διάφορα άλλα μεγέθη που προβλέπει ο αντισεισμικός σχεδιασμός) η συμπεριφορά του συγκροτήματος ως ενιαία. Προκύπτει ότι οι μετακινήσεις περιορίζονται αρκετά, παράλληλα βελτιώνεται και η επάρκεια των μελών (κυρίως του κτιρίου 2 που απουσιάζουν πλήρως αντισεισμικά τοιχώματα). Στα υπόλοιπα κτίρια επιβαρύνονται βεβαίως τα μέλη λόγω της ανακατανομής των εντατικών μεγεθών που γίνεται εξαιτίας της ένωσης αλλά δεν αυξάνονται οι ανεπάρκειες αισθητά. Έτσι οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι η βασική ιδέα της υλοποιούμενης μελέτης που περιλαμβάνει ένωση των τριών κτιρίων με αντισεισμικά τοιχώματα είναι αρκετά λογική. Η διαστασιολόγηση της υλοποιούμενης μελέτης αποδεικνύει ότι με μία μικρή αύξηση της μάζας του κτιρίου (περίπου 15%) αυξάνεται σημαντικά η δυσκαμψία του (π.χ. στάθμη ισογείου:

240%). Παρόλα αυτά επειδή το κτίριο διαστασιολογήθηκε κατά EC παρουσιάζει κάποιες ανεπάρκειες σε υπ/τα και αρκετές σε δοκούς. Είναι σημαντικό μειονέκτημα της υλοποιούμενης μελέτης η μη πρόβλεψη ενισχύσεων σε δοκούς. Αντίστοιχα και η ανελαστική στατική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στην υλοποιούμενη πρόταση εμφανίζει αρκετές ανεπάρκειες μελών και δεν καλύπτει τις απαιτήσεις που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πράγμα λογικό καθώς η πρόταση ενισχύσεων έχει γίνει με παλαιότερους κανονισμούς (επάρκεια κατά ΕΑΚ,ΕΚΩΣ).

Τέλος, προσπαθήσαμε να συγκρίνουμε τα πλεονεκτήματα που παρέχει η ανελαστική στατική ανάλυση σε σχέση με ελαστικές μεθόδους διαστασιολόγησης. Συγκεκριμένα με βάση την υλοποιούμενη μελέτη αυξήσαμε τις διατομές δοκών - υποστυλωμάτων έτσι ώστε να επαρκούν στη διαδικασία της διαστασιολόγησης κατά EC. Η ανελαστική στατική ανάλυση του φορέα εμφάνισε αρκετές ανεπάρκειες όσον αφορά τις δοκούς για τη στάθμη DL αλλά και σε μερικά τοιχεία έναντι τέμνουσας. Ανεπάρκειες που δεν μπορεί να τις παραβλέψει μία μελέτη ενισχύσεων αφού όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο ένα κτίριο κατηγορίας σπουδαιότητας III σε μία χώρα όπως η Ελλάδα που οι σεισμοί είναι αρκετά συχνοί είναι σημαντικό να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις μη υπέρβασης της στάθμης DL (μέλη που έχουν υποστεί ελαφριές βλάβες και διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους). Για να προκύψει ο τελικός φορέας οπότε απαιτούνται εκτεταμένες ενισχύσεις και στις δοκούς.

Θα μπορούσε να γίνει περαιτέρω μελέτη όσον αφορά στον πραγματικό οπλισμό που έχουν τα υφιστάμενα μέλη καθώς το κτίριο δεν έχει οπλιστεί με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 59. Στην παρούσα διπλωματική λόγω όγκου (επιλέξαμε να μελετήσουμε τη συμπεριφορά και των 3 κτιρίων ξεχωριστά και δύο τρόπων ένωσης και να τα συγκρίνουμε) αλλά και αδυναμίας του προγράμματος να "αντέξει" τη μεταφορά των 3 κτιρίων σε ένα κοινό αρχείο για να υλοποιηθεί η πρόταση ένωσης (ξαναστήθηκε ο ενωμένος φορέας από την αρχή) επιλέξαμε να ομαδοποιήσουμε τις διατομές των κτιρίων και να διαστασιολογηθούν με το πρόγραμμα FESPA. Η μελέτη ουσιαστικά επικεντρώθηκε στην επάρκεια των διατομών. Λόγω έλλειψης πρόβλεψης έναντι σεισμού, η αποτίμηση με βάση τον

υφιστάμενο οπλισμό μπορεί να παρουσιάζει περαιτέρω ανεπάρκειες, οπότε οι πραγματικές ανεπάρκειες της υλοποιούμενης πρότασης με βάση τους νέους κανονισμούς (ΚΑΝ.ΕΠΕ./EC8) θα έδιναν μία καλύτερη εικόνα ποιά μέλη είναι κρίσιμο να ενισχυθούν περαιτέρω. Ένα επόμενο αντικείμενο μελέτης θα μπορούσε να είναι μία νέα πρόταση ενισχύσεων/ένωσης των τριών κτιρίων που δεν θα προκαλούσε τόσες ανεπάρκειες στις δοκούς κάνοντας την υλοποιούμενη ενίσχυση/ένωση του νέου φορέα αρκετά πιο οικονομική.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

EN 1991-1-1:2002 (2010), "Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές

EN 1992-1-1:2004 (2005), "Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια", CEN, Βρυξέλλες.

EN 1998-1:2004 (2004), "Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια", CEN, Βρυξέλλες.

EN 1998-3 (2004), "Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων", CEN, Βρυξέλλες.

ΟΑΣΠ (2013), Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013.

LH Logismiki, «FESPA 15, Ευρωκώδικες - ΚΑΝ.ΕΠΕ., Επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς»

ΜΑΛΑΚΑΤΑΣ Ν., ΤΡΕΖΟΣ Κ.Γ. (2013), "Σημειώσεις για τη Χρήση Ευρωκωδίκων - EN 1990: Βάσεις Σχεδιασμού των Φερουσών Κατασκευών, EN 1991: Δράσεις επί των Κατασκευών", ΤΕΕ, Αθήνα.

ΨΥΧΑΡΗΣ Ι. (2015), "Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας", Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία 2, ΕΜΠ, Αθήνα.

ΨΥΧΑΡΗΣ Ι. (2014), "Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8", Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία 2, ΕΜΠ, Αθήνα.

Anil K. Chopra, «ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ - Θεωρία και εφαρμογές στην σεισμική μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας

Θ. Π. ΤΑΣΙΟΣ (2016), "Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων", ΕΜΠ, Αθήνα.