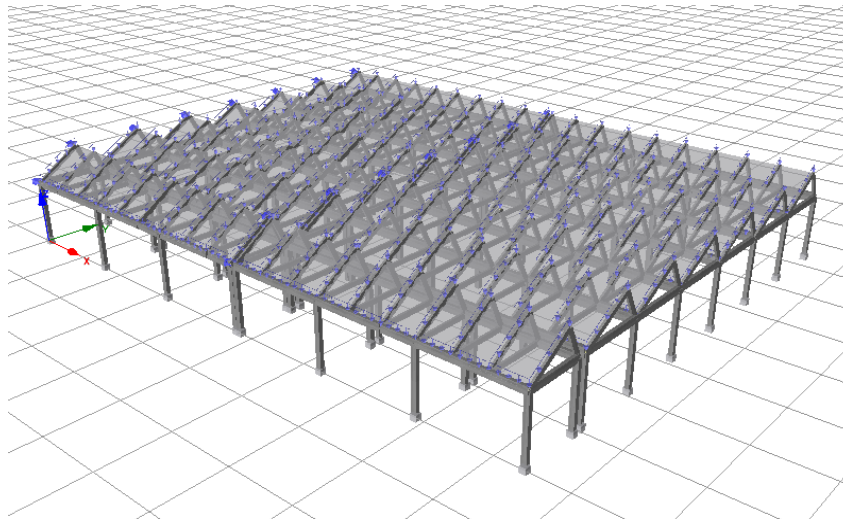


# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



## ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

"Χρήση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την αποτίμηση υφισταμένου κτιρίου της στρατιωτικής υπηρεσίας στην περιοχή της Λάρισας"



**ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ: Ηλίας Κουρόγιωργας (CV13819)**

**ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Μιχαήλ Φραγκιαδάκης,  
Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ**

## Πίνακας Περιεχομένων

<b>Πρόλογος</b>	7
<b>Κεφάλαιο 1. Βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ</b>	9
1.1 Γενικά	9
1.2 Η φιλοσοφία αποτίμησης και ανασχεδιασμού με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ	11
1.2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας	11
1.2.2 Επίπεδα σεισμικής διεγέρσεως	12
1.2.3 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού	12
1.3 Διερεύνηση, τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού υφισταμένου δομήματος	13
1.4 Ανάλυση	17
1.5 Έλεγχος ανίσωσης ασφαλείας	19
1.6 Γενικές αρχές λήψεως αποφάσεων για επέμβαση	21
<b>Κεφάλαιο 2. Μέθοδοι αποτίμησης υλικών και δομικών στοιχείων</b>	25
2.1 Γενικά	25
2.2 Μή καταστρεπτικές μέθοδοι	25
2.3 Ημικαταστρεπτικές μέθοδοι	28
<b>Κεφάλαιο 3. Διαδικασία αποτίμησης φθορών και αντοχής σκυροδέματος</b>	30
3.1 Γενικά	30
3.2 Μηχανισμοί διάβρωσης σπλισμών σκυροδέματος	30
3.3 Οπτικός έλεγχος	33
3.4 Μαγνητική μέθοδος	36
3.5 Κρουσίμετρο	37
3.5.1 Γενικά	37
3.5.2 Παράγοντες που επηρεάζουν την εκτίμηση αντοχής του σκυροδέματος	38
3.5.2.1 Τύπος τσιμέντου	38
3.5.2.2 Τύπος και γεωμετρία των εξεταζόμενων δοκιμών	39
3.5.2.3 Υγρασία	39
3.5.2.4 Θερμοκρασία	39
3.5.2.5 Ενανθράκωση	39
3.5.2.6 Διεύθυνση κρουσιμετρήσεως	40
3.5.2.7 Αριθμός και θέσεις δοκιμών	40
3.5.2.8 Σημεία που πρέπει να αποφεύγονται	41

3.5.2.9 Συντελεστής μεταβλητότητας	41
3.5.3 Εφαρμογή	42
<b>Κεφάλαιο 4. Ανελαστική στατική ανάλυση</b>	<b>49</b>
4.1 Γενικά	49
4.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής	49
4.3 Βήματα εφαρμογής της μεθόδου	49
4.4 Σημαντικότερες διατάξεις ΚΑΝΕΠΕ για ανελαστική στατική ανάλυση	51
4.4.1 Προσομοίωση	51
4.4.2 Ανάλυση	54
4.4.3 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	55
4.4.4 Έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας	57
<b>Κεφάλαιο 5. Περιγραφή του κτιρίου και του υπολογιστικού προσομοιώματος</b>	<b>58</b>
5.1 Περιγραφή κτιρίου	58
5.1.1 Γενικά	58
5.1.2 Χαρακτηριστικά κτιρίου	58
5.1.3 Κατασκευαστικά σχέδια	59
5.2 Προσομοίωση φορέα	60
5.2.1 Επιλογή Μεθόδου Αναλύσεως – Pre-Processor	61
5.2.2 Επιλογή Ιδιοτήτων Υλικών	61
5.2.3 Επιλογή Διατομών Δομικών Στοιχείων	62
5.2.4 Επιλογή Ιδιοτήτων Ομάδων Δομικών Στοιχείων	65
5.2.5 Εισαγωγή Τοιχοπληρώσεων	66
5.2.6 Εισαγωγή Κατασκευαστικών Κόμβων	67
5.2.7 Εισαγωγή Δομικών Στοιχείων	68
5.2.8 Τοιχοποιίες Πλήρωσης	68
5.2.9 Εισαγωγή Διαφραγμάτων	70
5.2.10 Εισαγωγή Δεσμεύσεων	71
5.2.11 Εισαγωγή Φορτίων	72
5.2.12 Καθορισμός Παραμέτρων Φορτίσεως	76
5.2.13 Επιλογή Παραμέτρων Στοχευόμενης Μετακίνησης	77
5.2.14 Επιλογή Κωδικοποιημένων Κριτηρίων Ελέγχου	78
5.2.15 Επιλογή Κριτηρίων Ελέγχου Συμπεριφοράς	79
5.2.16 Ρύθμιση Εξαγόμενων Αποτελεσμάτων	80

5.2.17 Γενικές Ρυθμίσεις Προγράμματος	81
<b>Κεφάλαιο 6. Ανάλυση Κτιρίου Μέσω του Υπολογιστικού Προσομοιώματος</b>	<b>86</b>
6.1 Επεξεργασία Δεδομένων – Processor	86
6.2 Παρουσίαση Φορτίσεων - Καμπύλης Ικανότητας	87
6.2.1 Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά x	87
6.2.2 Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά y	87
6.2.3 Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά x	88
6.2.4 Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά y	88
6.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση	89
6.3.1 Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά x	89
6.3.2 Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά y	89
6.3.3 Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά x	90
6.3.4 Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά y	90
<b>Κεφάλαιο 7. Υπολογισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας και Διατμητικής Αντοχής Δομικών Στοιχείων</b>	<b>91</b>
7.1 Τυπολόγιο ΚΑΝΕΠΕ	91
7.1.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση»	91
7.1.2 Γωνία Στροφής Χορδής Στη Διαρροή	91
7.1.3 Γωνία Στροφής Χορδής Στην Αστοχία	92
7.1.4 Καμπυλότητα Διαρροής Ορθογωνικής Διατομής Σκυροδέματος	93
7.1.5 Διατμητική Αντοχή Ορθογωνικής Διατομής Ωπλισμένου Σκυροδέματος	94
7.2 Υπολογισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας και Αντοχής Φορέα	95
7.2.1 Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x	98
7.2.2 Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά y	98
7.2.3 Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x	98
7.2.4 Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά y	99
<b>Κεφάλαιο 8. Αποτίμηση Κτιρίου – Αποτελέσματα Αναλύσεων</b>	<b>101</b>
8.1 Γενικά	101
8.2 Code - Based Checks	101
8.2.1 Γωνία Στροφής Χορδής	102
8.2.2 Διατμητική Αντοχή	114
8.3 Performance Criteria	115

8.3.1 Γωνία Στροφής Χορδής (Διαρροή) (Δεδομένα από το Πρόγραμμα)	115
8.3.2 Γωνία Στροφής Χορδής (Αστοχία) (Από χρήστη)	119
8.3.3 Διατμητική Αντοχή (Δεδομένα από το Πρόγραμμα)	121
8.4 Γενικές Παρατηρήσεις	122
<b>Κεφάλαιο 9. Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας)</b>	<b>124</b>
9.1 Γενικά	124
9.2 Προσομοίωση Φορέα	124
9.2.1 Επιλογή Μεθόδου Αναλύσεως	124
9.2.2 Επιλογή Ιδιοτήτων Υλικών	125
9.2.3 Επιλογή Διατομών Δομικών Στοιχείων	125
9.2.4 Επιλογή Ιδιοτήτων Ομάδων Δομικών Στοιχείων	125
9.2.5 Εισαγωγή Κατασκευαστικών Κόμβων	125
9.2.6 Εισαγωγή Δομικών Στοιχείων	125
9.2.7 Εισαγωγή Διαφραγμάτων	126
9.2.8 Εισαγωγή Δεσμεύσεων	126
9.2.9 Εισαγωγή Επιταχυνσιογραφήματος	126
9.2.10 Εισαγωγή Εφαρμοζόμενων Φορτίων	127
9.2.11 Πεδία «Loading Phases» και «Target Displacement»	127
9.2.12 Επιλογή Κωδικοποιημένων Κριτηρίων Ελέγχου	128
9.2.13 Επιλογή Κριτηρίων Ελέγχου Συμπεριφοράς	128
9.2.14 Ρύθμιση Εξαγόμενων Αποτελεσμάτων	128
9.2.15 Γενικές Ρυθμίσεις Προγράμματος	128
9.3 Ανάλυση Φορέα	129
9.3.1 Πεδίο «Processor»	129
9.3.2 Code – Based Checks	129
9.3.3 Performance Criteria	133
9.4 Συμπεράσματα	136
<b>Κεφάλαιο 10. Τελικά Συμπεράσματα - Προτάσεις</b>	<b>137</b>
10.1 Αποτίμηση φθορών στα δομικά στοιχεία – εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του σκυροδέματος του φέροντος οργανισμού	137
10.2 Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων του ελέγχου επάρκειας μέσω στατικών και δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων (push – over, dynamic – time history), προκύπτουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις	138

10.3	Προτεινόμενες εργασίες για την ενίσχυση της κατασκευής	138
10.4	Έλεγχος Φορέα	143
10.4.1	Καμπύλη Ικανότητας – Στοχευόμενη Μετακίνηση	143
10.4.2	Code – Based Checks	145
<b>Παραρτήματα.</b>		
“Α”	Διαστάσεις Δομικών Στοιχείων Κτιρίου	150
“Β”	Διαμήκεις Οπλισμοί, Διάταξη Συνδετήρων Δομικών Στοιχείων και Οπλισμοί Κεκλιμένων Πλακών Κτιρίου	154
“Γ”	Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου	155
“Δ”	Υπολογισμός Αξονικής Δύναμης Υποστυλωμάτων των Κόμβων Ελέγχου	159
“Ε”	Παραμετρική Επίλυση Κτιρίου Χωρίς Τοιχοποιίες Πλήρωσης	162
<b>Βιβλιογραφία.</b>		169

## Πρόλογος

Το αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι η καταγραφή της κατάστασης, η αποτύπωση των βλαβών και ο έλεγχος της επάρκειας κτιρίου της στρατιωτικής υπηρεσίας στην περιοχή της Λάρισας. Επιπλέον, υποβάλλονται προτάσεις αποκατάστασης βλαβών του φέροντος οργανισμού.

Το ΓΕΣ/Γ2 (Διεύθυνση Υποδομών), στο πλαίσιο λήψεως μέτρων για την αντιμετώπιση διαβρώσεων σε στρατιωτικές εγκαταστάσεις συμπεριέλαβε, στα προτεινόμενα θέματα διπλωματικής εργασίας από τους Αξιωματικούς (ΜΧ) σπουδαστές του ΕΜΠ, την καταγραφή, αποτύπωση και υποβολή προτάσεων αποκατάστασης αριθμού από αυτές.

Το υπό μελέτη κτίριο κατασκευάστηκε το 1959 από τη στρατιωτική υπηρεσία ως υπόστεγο συντηρήσεως οχημάτων. Είναι από ωπλισμένο σκυροδέμα και φέρει γερανογέφυρες διαφόρων δυναμιכוτήτων. Καθόσον δεν κατέστη εφικτό να ευρεθούν στοιχεία της στατικής μελέτης ή σχέδια του κτιρίου «ως κατασκευάστηκε», για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας αυτού πραγματοποιήθηκαν δοκιμές αντοχής του σκυροδέματος και ανίχνευση σιδηροπλισμών με τη χρήση μη καταστρεπτικών μεθόδων.

Αρχικώς, παρουσιάζονται οι βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ 2017), καθώς και η γενικότερη φιλοσοφία του Κανονισμού που εδράζεται στον σχεδιασμό με βάση την επιτελεσματικότητα (Performance Based Design). Εν συνεχεία, γίνεται αναφορά στο είδος και τους τρόπους συλλογής των απαιτούμενων στοιχείων και πληροφοριών για το προς μελέτη κτίριο, το εύρος και η ακρίβεια των οποίων καθορίζουν τη λεγόμενη «Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων» (Σ.Α.Δ.). Κατόπιν, παρατίθενται οι μέθοδοι ανάλυσης του δομήματος πριν και μετά την επέμβαση και γίνεται αναφορά σε όλη τη συλλογιστική του ελέγχου ασφαλείας μέσω της ικανοποίησης της ανίσωσης ασφαλείας σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος. Ακολούθως, γίνεται αναφορά στις γενικές αρχές λήψεως αποφάσεων για επέμβαση, παρουσιάζοντας τις στρατηγικές και τους τύπους δομητικών επεμβάσεων με τα αντίστοιχα κριτήρια επιλογής.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος, τα πρότυπα βάσει των οποίων έγιναν οι μετρήσεις και, επιπλέον, αναλυτικά στατιστικά στοιχεία και αποτελέσματα των δοκιμών. Αναλύονται, επίσης, ο μηχανισμός διαβρώσεως του χάλυβα οπλισμών και η μορφολογία του εδάφους της περιοχής, καθώς και το πώς η τελευταία επιδρά στο μικροκλίμα στην περιοχή των εγκαταστάσεων.

Ακολούθως παρουσιάζεται η ανελαστική στατική ανάλυση, όπως καθορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η οποία επιλέχθηκε ως μέθοδος ανάλυσης και αξιολόγησης της επάρκειας του υπό μελέτη κτιρίου. Στη συνέχεια περιγράφεται το κτίριο και το υπολογιστικό προσομοίωμα αυτού το οποίο δομήθηκε με τη χρήση του λογισμικού

Seismostruct. Το προσομοίωμα εξετάσθηκε με την ανελαστική στατική ανάλυση, την ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) και την ιδιομορφική ανάλυση χρησιμοποιώντας το ανωτέρω πρόγραμμα, προκειμένου να γίνει αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου.

Τέλος, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα των προηγούμενων αναλύσεων και παρατίθενται προτάσεις για την περαιτέρω αντιμετώπιση του προβλήματος.



## Κεφάλαιο 1

### Βασικές Αρχές Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ

#### 1.1 Γενικά

Σκοπός του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) είναι η θέσπιση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων, καθώς και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό αυτών και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις.

Η εκπόνηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναλήφθηκε από τον ΟΑΣΠ. Το 2004 τέθηκε υπό την κρίση επιτροπής συμβούλων το 1<sup>ο</sup> Σχέδιο αυτού. Το 2<sup>ο</sup> Σχέδιο συντάχθηκε λαμβάνοντας υπ' όψιν τις διαπιστώσεις της επιτροπής, τις εξελίξεις της διεθνούς βιβλιογραφίας, καθώς και τις έρευνες που χρηματοδότησε ο ΟΑΣΠ. Κατόπιν ελέγχθηκε, από τον Ιούνιο του 2006 έως τον Ιούλιο 2007, από 9 έγκριτα μελετητικά γραφεία, καθώς και από ερευνητές του Ινστιτούτου Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ). Από τα σχετικά συμπεράσματα και σχόλια συντάχθηκε το 3<sup>ο</sup> Σχέδιο του Κανονισμού το οποίο, προ της οριστικής διαμόρφωσης του ως Εθνικού Κανονισμού, τέθηκε σε δημόσιο διάλογο μέχρι το τέλος του 2009. Το 4<sup>ο</sup> Κείμενο εφαρμογής του ως Εθνικού Κανονισμού ολοκληρώθηκε τον Σεπτέμβριο του 2010 και συντάχθηκε λαμβάνοντας υπ' όψιν τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τον δημόσιο διάλογο, καθώς και τις νεώτερες απόψεις και παρατηρήσεις της συντακτικής επιτροπής. Το εναρμονισμένο 5<sup>ο</sup> Κείμενο (Φεβρουάριος 2011) προέκυψε έπειτα από αναγκαίες παρεμβάσεις προκειμένου το 4<sup>ο</sup> Κείμενο να εναρμονισθεί με το σύστημα των Ευρωκωδίκων. Η 1<sup>η</sup> αναθεώρηση του Κανονισμού έγινε τον Ιούλιο του 2013. Η 2<sup>η</sup> αναθεώρηση πραγματοποιήθηκε τον Οκτώβριο του 2016, με αφορμή την ανάγκη κάλυψης ερωτημάτων που ανέκυψαν σε σχετικώς ασαφείς περιοχές του κειμένου, σε συνδυασμό με τα πλέον πρόσφατα αποτελέσματα της έρευνας στα θέματα της σεισμικής αποτίμησης και των επεμβάσεων.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιλαμβάνει διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής που καθορίζουν:

- α. Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφισταμένου δομήματος.
- β. Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών αυτών.
- γ. Τους τρόπους με τους οποίους δύναται να γίνει η επέμβαση.
- δ. Τη συσχέτισή του με άλλους κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων, κ.τ.λ.).

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αφορά στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό υφισταμένων δομημάτων ή μελών αυτών. Ως δομήματα νοούνται, κυρίως, κτίρια με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα (με ή χωρίς βλάβες). Βασικές αρχές και κριτήρια του Κανονισμού μπορούν να εφαρμόζονται και για κτίρια με φέροντα οργανισμό από άλλα υλικά.

Ο Κανονισμός καλύπτει τα έργα «συνήθους διακινδύνευσης», δηλαδή έργα των οποίων ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενό του και στην άμεση γειτονία του. Έργα «υψηλής διακινδύνευσης» για τον πληθυσμό, δηλαδή αυτά των οποίων ενδεχόμενη βλάβη δύναται να έχει σοβαρές επιπτώσεις σε μεγάλη έκταση έξω από την περιοχή του έργου (π.χ. φράγματα ή θαλάσσια έργα), δεν καλύπτονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Η εφαρμογή του Κανονισμού προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες εξειδικευμένες τεχνικές γνώσεις και τα σχετικά προσόντα, ώστε να υπάρχει εξασφάλιση έναντι κακοτεχνιών ή σφαλμάτων λόγω απειρίας, τα οποία αποτελούν σημαντική αιτία αστοχίας στις κατασκευές. Η ευθύνη του μελετητή Μηχανικού, προκειμένου για τον έλεγχο υφισταμένου δομήματος, περιορίζεται στην ορθή εκτέλεση του ελέγχου σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στον Κανονισμό.

Η αποτίμηση υφισταμένων δομημάτων αποσκοπεί στην εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας αυτών και στον έλεγχο ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Οδηγεί σε λήψη αποφάσεως για επέμβαση ή μή και περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

- α. Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού του δομήματος).
- β. Ανάλυση.
- γ. Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή μή βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο. Σε περίπτωση που ληφθεί απόφαση για επέμβαση ακολουθεί η φάση του «ανασχεδιασμού», που αφορά στη διαμόρφωση και τον έλεγχο ενός ή περισσοτέρων εναλλακτικών τρόπων επέμβασης που αποκαθιστούν ή ενισχύουν τη φέρουσα ικανότητα του δομήματος. Όπως και στην αποτίμηση, έτσι και στον ανασχεδιασμό ακολουθούνται τα εξής βήματα:

- α. Σύλληψη και προκαταρκτικός σχεδιασμός.
- β. Ανάλυση.
- γ. Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Παρακάτω, περιγράφονται οι βασικές αρχές που διέπουν την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κατασκευών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

## **1.2 Η φιλοσοφία αποτίμησης και ανασχεδιασμού με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ**

Η όλη φιλοσοφία αποτίμησης και ανασχεδιασμού βασίζεται στον λεγόμενο σχεδιασμό με βάση την επιτελεσματικότητα (Performance Based Design), ο οποίος συνίσταται από ένα σύνολο κανόνων και κριτηρίων που στοχεύουν στον σχεδιασμό κατασκευών με προκαθορισμένη συμπεριφορά για δεδομένο επίπεδο σεισμικής διεγέρσεως. Εδώ, δεσπάζουσα θέση κατέχουν οι έννοιες της «Στάθμης Επιτελεσματικότητας» του υπό μελέτη δομήματος, καθώς και του «επιπέδου της σεισμικής διεγέρσεως». Με τον συνδυασμό αφ' ενός μιας στάθμης επιτελεσματικότητας και αφ' ετέρου ενός επιπέδου σεισμικής διεγέρσεως προκύπτει ένας στόχος σχεδιασμού (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού). Η επίτευξη κάθε στόχου ή μή ελέγχεται με τη χρήση ορισμένης μεθόδου αναλύσεως και τη σύγκριση των προκύπτόντων μεγεθών απόκρισης με τα αντίστοιχα κριτήρια αποδοχής.

### **1.2.1 Στάθμες Επιτελεσματικότητας**

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό – οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. διάφορες «στάθμες επιτελεσματικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Αυτές αφορούν αποκλειστικά στον φέροντα οργανισμό του εξεταζόμενου δομήματος και ορίζονται συναρτήσει του βαθμού της βλάβης για τις ανάγκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως παρακάτω:

α. «Περιορισμένες βλάβες» (A): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί μόνο ελαφρές 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. Καμμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό εκτός, ενδεχομένως, από λειτουργίες δευτερευούσης σημασίας. Ενδέχεται να εμφανισθούν αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Τα μή φέροντα στοιχεία του κτιρίου, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγματώση χωρίς ουσιώδεις πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος. Η παρούσα στάθμη σχετίζεται με την άμεση χρήση του δομήματος μετά τον σεισμό.

β. «Σημαντικές βλάβες» (B): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός δύναται να αντέξει μετασεισμούς μετρίας εντάσεως. Κατά τον σεισμό δεν αναμένεται να προκληθεί σοβαρός τραυματισμός ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μή φέροντος οργανισμού. Ενδέχεται να εμφανισθούν καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα, καθώς και μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις. Στα μή

φέροντα στοιχεία ενδέχεται να εμφανισθούν πυκνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, χωρίς σημαντικές εκτός επιπέδου αστοχίες. Η παρούσα στάθμη επιτελεστικότητας σχετίζεται με την ασφάλεια ζωής και θεωρείται ότι ο φορέας είναι επισκευάσιμος.

γ. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός διαθέτει, ακόμα, 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 μετασεισμούς μετρίου εντάσεως. Κατά τον σεισμό δεν αποκλείονται ακόμη και σοβαροί τραυματισμοί ατόμων, λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Στον φέροντα οργανισμό του δομήματος ενδέχεται να εμφανισθούν εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμού και άνοιγμα συνδετήρων. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων.

### **1.2.2 Επίπεδα Σεισμικής Διεγέρσεως**

Τα επίπεδα σεισμικής διεγέρσεως (σφοδρότητα του σεισμού σχεδιασμού) ορίζονται με βάση την πιθανότητα υπέρβασης ορισμένης τιμής εδαφικής επιταχύνσεως (ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής) σε ορισμένο χρονικό διάστημα που αντιστοιχεί στη διάρκεια ζωής του δομήματος. Γενικώς, γίνεται αποδεκτή μία ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής ίση με τον συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών, ανεξαρτήτως της εικαζόμενης κατά περίπτωση «πραγματικής» υπολοιπούμενης διάρκειας ζωής του κτίσματος. Εξάιρεση από τον κανόνα αυτόν επιτρέπεται μόνο υπό εντελώς ειδικές συνθήκες πλήρως εγγυημένης υπολοιπούμενης διάρκειας ζωής, κατά την κρίση της Δημόσιας Αρχής, οπότε τροποποιούνται αναλόγως οι σεισμικές δράσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. διακρίνονται τα παρακάτω επίπεδα σεισμικής διεγέρσεως:

α. Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 ετών.

β. Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 70 περίπου ετών.

### **1.2.3 Στόχοι Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού**

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού υφισταμένων κτιρίων αποτελούν συνδυασμούς, αφ' ενός, μίας στάθμης επιτελεστικότητας και αφ' ετέρου μίας σεισμικής δράσεως, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού) και δεν ταυτίζονται κατ' ανάγκην. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται

να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης. Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού μπορούν να ορίζονται κατά περίπτωση από τη Δημόσια Αρχή, ενώ ο κύριος του έργου μπορεί να επιλέξει υψηλότερο στόχο ελέγχου από τον ελάχιστο ανεκτό. Κατά τον ορισμό των στόχων θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν, μεταξύ των άλλων, τα εξής κριτήρια:

α. Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκεντρώσεως κοινού, χώροι διαχείρισης εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου κ.τ.λ.).

β. Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού που προβλέπονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10% (περίοδος επαναφοράς 475 ετών)	A1	B1	Γ1
50% (περίοδος επαναφοράς 70 ετών)	A2	B2	Γ2

ενδεικτικώς, αναφέρεται ότι για νέα δομήματα προβλέπεται στόχος σχεδιασμού B1.

*Πίνακας 1: Στάθμες Επιτελεστικότητας ΚΑΝΕΠΕ*

### **1.3 Διερεύνηση, τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού υφισταμένου δομήματος**

Πριν από οιαδήποτε μελέτη ή επέμβαση απαιτούνται η διερεύνηση και η τεκμηρίωση του υφισταμένου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε τα δεδομένα επί των οποίων θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού να καταστούν όσο το δυνατόν αξιόπιστα. Προς τούτο, αναγκαίοι η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη του ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή τυχόν βλαβών ή φθορών, καθώς και η επιτόπου εκτέλεση διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων. Η επιζητούμενη, κάθε φορά, στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων αυτών εξαρτάται από σειρά παραγόντων και επηρεάζει τους υπολογισμούς των δράσεων και των αντιστάσεων. Τα απαιτούμενα στοιχεία αντλούνται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες, καθώς και από επί τόπου διερευνήσεις και ελέγχους.

Η αποτύπωση του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων (αυτές που δύναται να ληφθούν υπ' όψιν στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό κατά τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) γίνεται παράλληλα με την αρχιτεκτονική αποτύπωση, τα σχέδια της οποίας χρησιμοποιούνται ως υπόβαθρο. Τα υπάρχοντα αρχιτεκτονικά σχέδια μπορούν να χρησιμοποιηθούν υπό την προϋπόθεση ότι

υφίσταται μελέτη με την οποία διαπιστώνεται ότι έχουν εφαρμοσθεί επαρκώς. Σε αντίθετη περίπτωση, απαιτείται η σύνταξη κατάλληλων σχεδίων του φέροντος οργανισμού (αποτύπωση). Για την αποτύπωση αφανών στοιχείων, ο μελετητής μηχανικός συντάσσει πρόγραμμα διερευνητικών τομών ή άλλων διερευνήσεων όπως αναφέρεται παρακάτω.

Η σύνταξη του ιστορικού του δομήματος θα πρέπει να περιλαμβάνει τη συγκέντρωση πληροφοριών σχετικά με:

- α. Τις φάσεις κατασκευής.
- β. Μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσεως, φορτίων κ.τ.λ..
- γ. Εμφάνιση βλαβών ή φθορών κατά το παρελθόν και τρόπος αποκατάστασής τους.
- δ. Έκτακτες δράσεις (σεισμοί, πυρκαγιά, πρόσκρουση, κατασκευή μεγάλου γειτονικού έργου κ.τ.λ.).

Στο ιστορικό του δομήματος θα πρέπει να αναφέρονται:

- α. Ημερομηνία κατασκευής, κανονισμός μελέτης που ίσχυε και εφαρμόσθηκε, εκτίμηση της παραμένουσας οικονομικής αξίας του κτιρίου, καθώς και πληροφορίες από τον φάκελο ποιοτικού ελέγχου κατά την κατασκευή (εάν υπάρχει).
- β. Αξιολόγηση των τευχών του φακέλου της υφισταμένης μελέτης, η οποία περιλαμβάνει την εξέταση των κατασκευαστικών σχεδίων και των υπολογισμών.
- γ. Συλλογή πληροφοριών όσον αφορά στην προηγούμενη κατάσταση του κτιρίου, συμπεριλαμβανομένων των ενδεχόμενων προηγούμενων εργασιών επισκευής ή ενίσχυσης, τη συμπεριφορά κατά τη διάρκεια προηγούμενων σεισμών, τις προϋπάρχουσες βλάβες ή φθορές, καθώς και πληροφορίες από εκσκαφές που έχουν πραγματοποιηθεί σε μικρή απόσταση.

Η έκταση του ιστορικού είναι ανάλογη με τη σπουδαιότητα του αντικειμένου.

Στα κτίρια όπου υφίστανται βλάβες, η καταγραφή τους συμπληρώνει την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού. Με τον όρο «βλάβη», νοείται κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των τοιχοπληρώσεων. Στις βλάβες συμπεριλαμβάνονται, γενικώς, και οι φθορές, π.χ., λόγω φυσικοχημικών δράσεων. Ως βλάβες νοούνται:

- α. Σημαντικές παραμορφώσεις ή αποκλίσεις.
- β. Ρηγματώσεις ή αποκολλήσεις.
- γ. Τοπικές αστοχίες και θραύσεις.

- δ. Απομειώσεις διατομών, απολεπίσεις και αποφλοιώσεις.
- ε. Διάβρωση οπλισμών ή προσβολή σκυροδέματος.

Οι βλάβες ή οι φθορές θα πρέπει να σημειώνονται στα σχέδια της αποτύπωσης με τις απαραίτητες επεξηγήσεις. Πρέπει, επίσης, να καταγράφονται και να συνυπολογίζονται οι κακοτεχνίες που προκαλούν αλλοίωση της γεωμετρίας ή των χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν μείωση της φέρουσας ικανότητας ή/και της λειτουργικότητας, της ανθεκτικότητας κ.τ.λ.. Ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών, θα πρέπει να εξετάζεται η ανάγκη λήψης άμεσων μέτρων επέμβασης τα οποία μπορεί να είναι:

- α. Άμεση κατεδάφιση τμημάτων που ενδέχεται να καταρρεύσουν.
- β. Απομάκρυνση χαλαρών ή επικρεμάμενων στοιχείων.
- γ. Μείωση ή/και αφαίρεση μεγάλων φορτίων.
- δ. Υποσύλωση έναντι κατακόρυφων φορτίων.
- ε. Αντιστήριξη έναντι οριζόντιων φορτίων.
- στ. Απαγόρευση χρήσης του κτιρίου (ολόκληρου ή τμημάτων του).

Οι επιτόπιες διερευνητικές εργασίες και μετρήσεις αποβλέπουν στη συγκέντρωση στοιχείων τα οποία μπορεί να είναι χρήσιμα για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου. Οι μετρήσεις και δοκιμές μπορούν να πραγματοποιούνται στον χώρο του κτιρίου ή/και σε εργαστήριο (π.χ. διερευνητικές τομές, πυρηνοληψίες, κρουσιμετρήσεις κ.τ.λ.), και θα πρέπει να επιλέγονται κατά την κρίση του μελετητή μηχανικού. Πρέπει, όμως, να πραγματοποιείται ένας ελάχιστος αριθμός διερευνήσεων προκειμένου να επιτευχθεί διασταύρωση των πληροφοριών της κάθε πηγής. Διακρίνονται διάφορα τμήματα της διερεύνησης, ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου στοιχείου:

α. Αποτύπωση αφανών στοιχείων (π.χ. μορφολογία ανωδομής και θεμελίωσης, λεπτομέρειες οπλίσεως, τρόπος δόμησης τοιχοπληρώσεων, πάχη επιστρώσεων κ.α.).

β. Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης. Αυτά είναι η θλιπτική αντοχή (και το μέτρο ελαστικότητας) για το σκυρόδεμα, το όριο διαρροής, η εφελκυστική αντοχή και η παραμόρφωση στο μέγιστο φορτίο για τον χάλυβα, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των τοίχων πληρώσεως (όταν πρόκειται να ληφθεί υπ' όψιν η συνεισφορά τους) και τα μηχανικά χαρακτηριστικά λοιπών υλικών που τυχόν μετέχουν στον φέροντα οργανισμό (χάλυβας, ξύλο, υλικά επεμβάσεων).

γ. Έδαφος θεμελίωσης. Απαιτείται η κατάταξη του εδάφους σε μια από τις κατηγορίες που προβλέπονται στον ΕΚ 8-1. Όταν διατίθεται εδαφοτεχνική

έρευνα βάσει της οποίας κατασκευάσθηκε το υφιστάμενο κτίριο και δεν υπάρχουν ενδείξεις αστοχίας θεμελίωσης, δεν απαιτείται έρευνα. Έρευνα δεν απαιτείται, επίσης, όταν δεν υφίσταται εδαφοτεχνική έρευνα αλλά υπάρχει καλή συμπεριφορά της θεμελίωσης. Σε περίπτωση κακής συμπεριφοράς της θεμελίωσης απαιτείται νέα εδαφοτεχνική έρευνα (είτε υπάρχει είτε δεν υπάρχει προηγούμενη έρευνα).

δ. Άλλοι παράγοντες όπως το φυσικό περιβάλλον, η γειννίαση άλλων δομημάτων ή υπόγειων έργων, η λειτουργία μηχανημάτων κ.τ.λ.

Σε πολλές περιπτώσεις, η συλλογή των απαραίτητων στοιχείων προσκρούει σε αντικειμενικές δυσκολίες, πράγμα που καθιστά αμφίβολη την αξιοπιστία των δεδομένων. Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως οι παρακάτω:

- α. Διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης.
- β. Χρονική περίοδος κατασκευής δομήματος.
- γ. Επάρκεια διερεύνησης ποιότητας υλικών και τρόπου δομήσεως.
- δ. Λεπτομέρειες οπλίσεως, αγκυρώσεων και αναμονών.
- ε. Τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων.
- στ. Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών χαρακτηριστικών των επιτόπιων υλικών.

Οι αβεβαιότητες που προκύπτουν από τους παραπάνω παράγοντες επιχειρείται να καλυφθούν με την εισαγωγή της έννοιας της Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.). Η Σ.Α.Δ. εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου. Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

- α. «Υψηλή».
- β. «Ικανοποιητική».
- γ. «Ανεκτή».

Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο, αλλά προσδιορίζεται κατά τμήματα ανάλογα με τις επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών. Η κατάταξη στην ανάλογη Σ.Α.Δ. γίνεται βάσει του πλήθους των διερευνητικών εργασιών που διεξήχθησαν ή της προέλευσης του εκάστοτε δεδομένου. Π.χ., η Σ.Α.Δ. της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος σχετίζεται άμεσα με τον αριθμό των πυρηνοληψιών και των θέσεων εφαρμογής μή καταστροφικών μεθόδων (με υπερήχους, κρουσίμετρο κ.τ.λ.). Αντιστοίχως, η Σ.Α.Δ. των γεωμετρικών δεδομένων καθορίζεται από το εάν αυτά προσδιορίσθηκαν με βάση την αρχική μελέτη, εάν μετρήθηκαν επί τόπου ή εάν εκτιμήθηκαν κατά την κρίση του μηχανικού. Η κατάταξη των δεδομένων σε Σ.Α.Δ. επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό την όλη διαδικασία



αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, καθώς αφ' ενός καθορίζει τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων και αντιστάσεων και αφ' ετέρου θέτει περιορισμούς στην επιλογή της μεθόδου αναλύσεως. Στην τελευταία περίπτωση λαμβάνεται υπ' όψιν η δυσμενέστερη από τις επιμέρους Σ.Α.Δ.

#### **1.4 Ανάλυση**

Το προσομοίωμα του υπό εξέταση δομήματος, πριν και μετά από ενδεχόμενη επέμβαση, αναλύεται προκειμένου να προσδιορισθούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις του. Με βάση τις προκύπτουσες τιμές γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Οι μέθοδοι ανάλυσης που προτείνονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι οι εξής:

α. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας ( $m$ ) [μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φορτίσεως κατά Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, EN 1998-1-1 (ΕΚ 8-1)].

β. Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας ( $m$ ) (ιδιομορφική ανάλυση φάσματος αποκρίσεως κατά ΕΚ 8-1).

γ. Ανελαστική στατική ανάλυση.

δ. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Σε ειδικές περιπτώσεις (π.χ. όταν η αποτίμηση αφορά σε έναν σημαντικό αριθμό κτιρίων για τα οποία επιδιώκεται να προσδιορισθεί εάν, κατ' αρχάς, υφίσταται ανάγκη προσεισμικής ενίσχυσης, ή όταν το προς αποτίμηση κτίριο είναι μικρής σημασίας), πέραν των αμιγώς αναλυτικών μεθόδων η αποτίμηση είναι δυνατό να γίνει με εμπειρικές μεθόδους υπό την προϋπόθεση ότι οι περιπτώσεις αυτές καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του δομήματος, τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων, καθώς και από ορισμένες προϋποθέσεις που τηρούνται για κάθε μέθοδο και οι οποίες σχετίζονται κυρίως με τη Σ.Α.Δ. και την κανονικότητα ή μή του εξεταζόμενου φορέα.

Ένα κτίριο θεωρείται μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ 8-1 συνθήκες. Ειδικότερα, για τα υφιστάμενα κτίρια μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες:

α. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος, ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.

β. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.

γ. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας κ.τ.λ. υπερβαίνει το 150% του αντίστοιχου δείκτη ενός γειτονικού (υποκειμένου ή υπερκειμένου) ορόφου, όπου :

$$\overline{\lambda_{\kappa}} = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$$

Στη σχέση αυτή,  $\lambda_i$  είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο  $i$  του ορόφου,  $V_{si}$  είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για  $q=1$ ), και  $n$  ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου "Κ".

δ. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσεως, το πηλίκο του λόγου  $\lambda$  στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οιαδήποτε άλλη πλευρά του ορόφου υπερβαίνει το 1,5. Ο κανόνας αυτός αφορά σε ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφωτο εντός του επιπέδου του.

Για τις ελαστικές μεθόδους αναλύσεως δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με τη Σ.Α.Δ..

Η ελαστική στατική ανάλυση εφαρμόζεται εφόσον πληρούνται οι προϋποθέσεις που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 (EN 1998-3, ΕΚ83). Ειδικότερα, για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α, επιτρέπεται να εφαρμοσθεί χωρίς προϋποθέσεις. Για στάθμες επιτελεστικότητας Β ή Γ επιτρέπεται η χρήση της εφόσον ικανοποιείται το σύνολο των παρακάτω συνθηκών:

α. Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει  $\lambda \leq 2,5$ , ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει  $\lambda > 2,5$  και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

β. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου  $T_0$  είναι μικρότερη του  $4 T_c$  ή  $2s$ , όπου  $T_c$  η γωνιακή περίοδος του φάσματος σχεδιασμού, βλ. ΕΚ 8-1.

γ. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1,5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα).

δ. Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη ή ασυνεχή κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο.

ε. Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.

στ. Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Ανεξαρτήτως της ισχύος των προηγούμενων συνθηκών, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνο) της αποτίμησης η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή, οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος αυξάνονται κατά 0,15.

Η ελαστική δυναμική ανάλυση επιτρέπεται να εφαρμοσθεί εφόσον πληρούνται οι προϋποθέσεις που αναφέρονται στον ΕΚ 8-3. Ομοίως, για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α επιτρέπεται να εφαρμοσθεί χωρίς προϋποθέσεις. Για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β ή Γ η χρήση της επιτρέπεται εφόσον για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει  $\lambda \leq 2,5$ , ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει  $\lambda > 2,5$  και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό. Ανεξαρτήτως της ισχύος της προηγούμενης συνθήκης, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνο) της αποτίμησης η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή, οι συντελεστές ασφαλείας του προσομοιώματος αυξάνονται κατά 0,15.

Η ανελαστική στατική ανάλυση εφαρμόζεται σε κτίρια όπου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο αυτού απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν, θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 ( $q=1$ ). Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μία συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (ανεξαρτήτως των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου). Στην περίπτωση αυτή διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μία αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Επιπλέον, όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική ανάλυση συνιστάται η Σ.Α.Δ. να είναι τουλάχιστον «ικανοποιητική». Η μέθοδος αυτή θεωρείται η ακριβέστερη όλων των διατιθέμενων μεθόδων.

### **1.5 Έλεγχος Ανίσωσης Ασφαλείας**

Ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντασιακό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα. Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφισταμένων δομημάτων έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες (ΕΚ):

$$S_d < R_d$$

με  $S_d = \gamma_{sd} \cdot S(S_k \cdot \gamma_f)$  και  $R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R(R_k/\gamma_m)$ , όπου:

α.  $S_d$  Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντασιακών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

β.  $R_d$  Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντασιακών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

γ.  $S_k$  Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.

δ.  $R_k$  Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως, σύμφωνα και με τον βαθμό αξιοπιστίας της αποτίμησης των δεδομένων τους (βλ. Σ.Α.Δ., παραπάνω).

ε.  $\gamma_f, \gamma_m$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπ' όψιν ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

στ.  $\gamma_{sd}, \gamma_{Rd}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπ' όψιν οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται αντιστοίχως οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις.

Τελικώς, η ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται με βάση όσα ειδικότερα και λεπτομερέστερα αναφέρονται στο Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., αναλόγως και της στάθμης επιτελεστικότητας.

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων αναλύσεως, ο έλεγχος και η ανίσωση ασφαλείας εφαρμόζονται κατά τους Ευρωκώδικες, με όσα ειδικότερα αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών.

Στην περίπτωση εφαρμογής μη γραμμικών μεθόδων, ισχύουν τα εξής:

α. Έλεγχος ασφαλείας, στην περίπτωση αυτή, ονομάζεται η σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος, σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων, έναντι των απαιτήσεων του φάσματος δυνάμεων / μετακινήσεων που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση επανελέγχου.

β. Οι αντιπροσωπευτικές τιμές και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ιδιοτήτων υλικών ή αξιοπιστίας προσομοιωμάτων εξαρτώνται από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους και τον τύπο της αστοχίας (οιονεί ψαθυρός ή οιονεί πλάστιμος).

γ. Η κατηγορία μεθόδων ελέγχου με βάση τα εντατικά ή τα παραμορφωσιακά μεγέθη επιλέγεται με βάση τον αναμενόμενο τύπο αστοχίας

(ψαθυρό ή πλάστιμο). Συμβατικά, εάν η διαθέσιμη πλαστιμότητα  $\mu_{\theta}$  (ή  $\mu_d$ ) είναι  $\geq 2,0$  (ή αν  $\mu_{1/r} \geq 3,0$ ), δηλαδή αν η συμπεριφορά είναι οιονεί πλάστιμη, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Διαφορετικά, εάν η συμπεριφορά είναι οιονεί ψαθυρή οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων.

### **1.6 Γενικές αρχές λήψεως αποφάσεων για επέμβαση**

Όταν η μελέτη αποτίμησης ενός δομήματος οδηγήσει στο συμπέρασμα ότι απαιτείται επέμβαση, ο μηχανικός, υιοθετώντας μία ή περισσότερες στρατηγικές, επιλέγει το σχήμα της επέμβασης βάσει κριτηρίων γενικού και τεχνικού χαρακτήρα. Πριν από όλα, είναι χρήσιμο να διευκρινισθούν οι όροι «δομητική επέμβαση», «επισκευή» και «ενίσχυση».

«Δομητική επέμβαση» καλείται οποιαδήποτε εργασία αποσκοπεί στη στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του. Κάθε επέμβαση είναι είτε επισκευή είτε ενίσχυση.

«Επισκευή» καλείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

«Ενίσχυση» καλείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα, με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

Η επιλογή των μεθόδων δομητικής επέμβασης θα γίνεται, κατ' αρχάς, βάσει γενικών κριτηρίων κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών ή άλλων αναγκών κ.τ.λ.. Για την επιλογή αυτή θα πρέπει να συνεκτιμάται η οικονομική (ή άλλη) αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις. Τέτοια γενικά κριτήρια είναι τα ακόλουθα:

α. Το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό (δηλαδή τα έξοδα συντήρησης και οι πιθανές μελλοντικές φθορές ή βλάβες), σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία τού υπόψη κτιρίου.

β. Η διαθέσιμη ποιότητα εργασίας (τα μέτρα επέμβασης απαιτείται να είναι συμβατά με τα διαθέσιμα μέσα και τη διαθέσιμη ποιότητα εργασίας).

γ. Η διαθεσιμότητα του κατάλληλου ποιοτικού ελέγχου.

δ. Η χρήση του κτιρίου (πιθανή επίπτωση των εργασιών επέμβασης στη χρήση του κτιρίου).

ε. Η αισθητική (το σχήμα επέμβασης ενδέχεται να ποικίλλει μεταξύ πλήρως αφανών επεμβάσεων και σκόπιμα διακριτών νέων πρόσθετων στοιχείων).

στ. Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας και ακεραιότητας των ιστορικών κτιρίων και η συνεκτίμηση του βαθμού αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων.

ζ. Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για την όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστιμότητα) μετά την επέμβαση. Τέτοια τεχνικά κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα:

α. Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα θα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.

β. Όλες οι διαπιστωθείσες σοβαρές βλάβες και φθορές σε πρωτεύοντα στοιχεία θα πρέπει να επισκευασθούν επαρκώς.

γ. Σε περίπτωση εντόνως μή κανονικών κτιρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής), η δομική κανονικότητά τους θα πρέπει να αποκατασταθεί στον μέγιστο δυνατό βαθμό.

δ. Όλες οι απαιτήσεις αντίστασης κρίσιμων περιοχών των πρωτευόντων στοιχείων (ήτοι, τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη αντίστασης και η απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης) θα πρέπει, μετά την επέμβαση, να ικανοποιούνται.

ε. Όπου είναι δυνατόν, θα πρέπει να επιδιώκεται η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας σε κρίσιμες περιοχές. Θα πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε, στον βαθμό που αυτό είναι δυνατόν, οι τοπικές επισκευές ή και οι ενισχύσεις να μη μειώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών του δομήματος.

στ. Πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν η ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των αρχικών στοιχείων, καθώς και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς σε ιδιαίτερες περιπτώσεις.

Με βάση τα προηγούμενα κριτήρια και τα αποτελέσματα της αποτίμησης του δομήματος, θα πρέπει να επιλεγθούν οι κατά περίπτωση κατάλληλοι τύποι επέμβασης σε επιμέρους δομικά στοιχεία ή στο σύνολο του κτιρίου και του μή φέροντος οργανισμού (εάν απαιτείται), λαμβάνοντας πάντοτε υπ' όψιν τις επιπτώσεις των επεμβάσεων στις θεμελιώσεις. Η επιλογή αυτή εντάσσεται σε μια στρατηγική επέμβασης η οποία έχει ως στόχο τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου και συνίσταται στην τροποποίηση ή τον έλεγχο βασικών παραμέτρων που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά του. Προκειμένου να επιτευχθεί μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μπορούν να υιοθετηθούν

στρατηγικές τόσο τεχνικού όσο και διαχειριστικού χαρακτήρα ή/και συνδυασμός τους. Στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα είναι:

- α. Η αύξηση της αντοχής του φέροντος οργανισμού του κτιρίου.
- β. Η αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου.
- γ. Η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών.
- δ. Η διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μή κανονικοτήτων.
- ε. Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων.

Αντιστοίχως, στρατηγικές διαχειριστικού χαρακτήρα είναι:

- α. Ο περιορισμός ή η αλλαγή της χρήσης του κτιρίου.
- β. Η μερική ή ολική καθαίρεση (π.χ. ορισμένων ορόφων).
- γ. Η μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη θέση.
- δ. Απόφαση για «καμμία επέμβαση». Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει αποδεκτή και μια μείωση της απομένουσας τεχνικής διάρκειας ζωής του δομήματος, υπό τον όρο ότι η μετά ταύτα κατεδάφιση του κτιρίου είναι εγγυημένη.

Τέλος, ανάλογα με την ή τις στρατηγικές επέμβασης που υιοθετούνται, επιλέγονται οι τύποι των δομητικών επεμβάσεων. Παρακάτω, δίδονται ενδεικτικώς ορισμένοι τύποι επεμβάσεων που συνδέονται με συγκεκριμένες στρατηγικές:

α. Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται, εναλλακτικώς, με την επιλεκτική ή τη συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων, ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων (π.χ. τοιχώματα ωπλισμένου σκυροδέματος ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιίες πλήρωσης κ.τ.λ.). Στην περίπτωση αυτή, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίδεται στον σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος και των σεισμικών φορτίων και στη σύνδεση των στοιχείων αυτών με το δόμημα.

β. Η αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης επιτυγχάνεται με βελτίωση της περίσφιξης των υφιστάμενων μελών, π.χ. με εξωτερικούς συνδετήρες, λωρίδες από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή κ.τ.λ.

γ. Η διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών συνίσταται στην άρση εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται δυσμενή αντισεισμική συμπεριφορά. Ενδεικτικώς, αναφέρονται:

(1) Η τροποποίηση του δομικού συστήματος (κατάργηση ορισμένων αρμών, αντικατάσταση ή υποκατάσταση ευαίσθητων δομικών στοιχείων, τροποποίηση προς μία πιο κανονική και πιο πλάσטיμη μορφή).

(2) Η προσθήκη ειδικών συνδέσμων μεταξύ της φαθυρής τοιχοποιίας και του περιβάλλοντος στοιχείου, όταν αυτό επιτρέπεται από την αντοχή της τοιχοποιίας.

(3) Η τοπική ή συνολική τροποποίηση δομικών στοιχείων που έχουν βλάβες ή όχι.

(4) Η πλήρης αντικατάσταση ανεπαρκών μελών ή μελών που έχουν υποστεί εκτεταμένες βλάβες.

(5) Η ανακατανομή εντάσεως (π.χ. μέσω εξωτερικής προέντασης).

δ. Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος ή την τροποποίηση του δομητικού συστήματος, με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μονώσεως ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας).



## Κεφάλαιο 2

### Μέθοδοι Αποτίμησης Υλικών και Δομικών Στοιχείων

#### 2.1 Γενικά

Για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς των υλικών υφισταμένων κτιρίων και της εν γένει καταστάσεως αυτών έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι ελέγχου, επί τόπου αλλά και στο εργαστήριο. Αυτές διακρίνονται σε:

α. Μή καταστρεπτικές (έμμεσες), οι οποίες πρακτικά εφαρμόζονται με μηδενική επέμβαση στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής.

β. Ημικαταστρεπτικές, η εφαρμογή των οποίων προϋποθέτει την αποκοπή μικρών τεμαχίων από φέροντα στοιχεία της κατασκευής.

#### 2.2 Μή Καταστρεπτικές Μέθοδοι

Η χρήση των μη καταστρεπτικών μεθόδων είναι προτιμητέα, καθόσον η εφαρμογή τους δεν προξενεί φθορές στην κατασκευή μειώνοντας, έτσι, το κόστος ελέγχου και χωρίς να επηρεάζει στο ελάχιστο την απόδοση ή την εμφάνιση της κατασκευής. Παρ' όλα αυτά, έχουν μειωμένη αξιοπιστία (ιδίως στην περίπτωση που δεν βαθμονομηθούν με πυρήνες από το συγκεκριμένο έργο), όμως ακόμα και έτσι μπορούν να παρέχουν σημαντικές ποιοτικές πληροφορίες για την κατάσταση της κατασκευής. Αποσκοπούν στην εκτίμηση ορισμένων ιδιοτήτων ή χαρακτηριστικών του σκυροδέματος σε παλαιές ή νέες κατασκευές. Γενικώς, διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

α. Αυτές που στηρίζονται στη μέτρηση μίας ιδιότητας του σκυροδέματος (π.χ. επιφανειακή σκληρότητα, μέτρο ελαστικότητας) βάσει της οποίας εκτιμάται η αντοχή, η ανθεκτικότητα σε διάρκεια κ.τ.λ.

β. Αυτές που αποσκοπούν στον προσδιορισμό διαφόρων χαρακτηριστικών όπως η θέση, η διάμετρος και η κατάσταση των ράβδων οπλισμού, περιοχές κακής συμπίκνωσης, περιεκτικότητα σε υγρασία κ.τ.λ.

Οι μέθοδοι που ενδιαφέρουν περισσότερο είναι, συνήθως, αυτές που στηρίζονται σε σχέσεις αντοχής - λοιπών ιδιοτήτων και οι οποίες έχουν στατιστικό χαρακτήρα. Συνιστάται η χρήση των μεθόδων αυτών να γίνεται σε συσχέτιση με εργαστηριακές μεθόδους, το δε αποτέλεσμα να θεωρείται ενδεικτικό και χρήσιμο κυρίως για σύγκριση της ποιότητας του σκυροδέματος από περιοχή σε περιοχή.

Στο σκυρόδεμα, ο όρος «αντοχή» σχετίζεται με τη μέγιστη τάση που δύναται το υλικό να μεταφέρει και η οποία, τελικώς, προκαλεί θραύση. Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (η οποία είναι ιδιαίτερα μεγάλη και γι' αυτό συχνά, στην πράξη, τα στοιχεία από σκυρόδεμα σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε

την ιδιότητα αυτή) αποτελεί τη σημαντικότερη ιδιότητα για το υλικό, γιατί με αυτήν σχετίζονται άμεσα όλες σχεδόν οι άλλες ιδιότητές του (μέτρο ελαστικότητας, διαπερατότητα, στεγανότητα, ανθεκτικότητα σε περιβαλλοντικές επιδράσεις).

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος μπορεί μόνο να εκτιμηθεί και όχι να μετρηθεί, καθόσον οι μή καταστρεπτικές δοκιμές είναι κατά κανόνα συγκριτικής φύσεως. Σπάνια δίδουν αριθμούς που μπορούν να ερμηνευθούν κατηγορηματικά, ως εκ τούτου η κρίση του μηχανικού είναι αναγκαία. Συνεπώς, είναι χρήσιμο να καθιερωθεί μία πειραματική σχέση μεταξύ των αποτελεσμάτων μιας δεδομένης δοκιμής και της αντοχής που προκύπτει από τους πυρήνες σκυροδέματος που λαμβάνονται από την κατασκευή.

Ακολούθως, η σχέση αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη μετατροπή των αποτελεσμάτων των μή καταστρεπτικών μεθόδων σε μονάδες αντοχής. Η κατανόηση της φυσικής σχέσης μεταξύ των αποτελεσμάτων της μή καταστρεπτικής μεθόδου και της αντοχής είναι ουσιαστική. Παρακάτω, περιγράφονται συνοπτικά ορισμένες από τις μή καταστρεπτικές μεθόδους που δύναται να χρησιμοποιηθούν για το ωπλισμένο σκυρόδεμα:

α. Οπτικός έλεγχος: Με αυτόν εντοπίζονται και καταγράφονται οι εμφανείς φθορές – βλάβες σε ένα υφιστάμενο κτίριο [π.χ. ρωγμές (θέση - εύρος), διαβρωμένοι οπλισμοί, υγρασία (ανερχόμενη ή κατερχόμενη), ανωμαλίες και φθορές σε σκυρόδεμα και χάλυβα όπως: απόμιξη, αποθέσεις αλάτων, δημιουργία μικροσταλακτιτών, απολεπίσεις, αποφλοιώσεις, άτακτη ρηγμάτωση, απόσπασση τεμαχίων, ίχνη – κηλίδες σκουριάς, απογυμνωμένοι οπλισμοί, βλάβες λόγω καθίζησης ή πρότερης σεισμικής μετακίνησης].

β. Μέθοδος τασικών κυμάτων – υπέρηχοι: Βασίζεται στη διάδοση τασικών κυμάτων διαμέσου του υλικού ή στην αντήχηση (υπερηχητικών ή κρουστικών κυμάτων). Με τη μέθοδο αυτή γίνεται μέτρηση του χρόνου διαδόσεως των υπέρηχων διαμέσου τμήματος σκυροδέματος ή τοιχοποιίας γνωστού μήκους. Έτσι, μετράται η σχετική κατάσταση του σκυροδέματος και προσδιορίζεται η θλιπτική αντοχή του δομικού στοιχείου, εντοπίζονται κοιλότητες στο εσωτερικό του, εκτιμάται το βάθος επιφανειακών ρωγμών και αποτιμάται το βάθος στρώματος του δομικού στοιχείου που έχει υποστεί φθορά.

γ. Κρουσίμετρο: Μέθοδος η οποία βασίζεται στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας του σκυροδέματος. Χρησιμοποιείται για τον έμμεσο προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, τον έλεγχο της ομοιομορφίας και τον έλεγχο της επιφανειακής σκληρότητας και ομοιογένειας.

δ. Κρουστικές μέθοδοι: Βασίζονται στην ανάλυση των συχνοτήτων των παλμών κατά τη διάδοσή τους διαμέσου του σκυροδέματος. Χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό κακοτεχνιών στο εσωτερικό στοιχείων από σκυρόδεμα, την εκτίμηση του πάχους επιφανειακών στοιχείων και του μήκους γραμμικών στοιχείων (πασσάλων).

ε. Εξόλκευση ήλου: Βασίζεται στη μέτρηση της δύναμης εξόλκευσης ειδικού ήλου ο οποίος εμπήγνυται κρουστικώς στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου από σκυρόδεμα. Χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της αντοχής του δομικού στοιχείου.

στ. Ραδιογραφική μέθοδος: Βασίζεται στην προσβολή της ελεγχόμενης επιφάνειας με ηλεκτρομαγνητική ακτινοβολία που διέρχεται διαμέσου της μάζας του δομικού στοιχείου. Με τη μέθοδο αυτή γίνεται μέτρηση της πυκνότητας του δομικού στοιχείου και εντοπισμός σπλισμών και κενών - σπηλαιώσεων στη μάζα του δομικού στοιχείου.

ζ. Μαγνητικές μέθοδοι: Βασίζονται στη μεταβολή του μαγνητικού πεδίου από την παρουσία του χάλυβα σε δομικό στοιχείο. Χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της θέσης των χαλύβων σπλισμού, την εκτίμηση της διαμέτρου και της επικάλυψης σπλισμού.

η. Υπέρυθρη φωτογράφιση: Βασίζεται στη μεταβολή της θερμικής αγωγιμότητας διαμέσου δομικού στοιχείου παρουσία ελαττωμάτων, φθορών ή διαφορετικών υλικών, καθώς και στο γεγονός ότι η εκπεμπόμενη ηλεκτρομαγνητική ακτινοβολία από μια επιφάνεια εξαρτάται από τη θερμοκρασία της. Η μέθοδος εφαρμόζεται για τον έλεγχο ρωγμών και αποφλοιώσεων, υγρασίας σε κτίρια, καθώς και για τον εντοπισμό διαφορετικών υλικών.

θ. Ραντάρ: Μέθοδος που βασίζεται στη μελέτη της ανάκλασης ηλεκτρομαγνητικών κυμάτων καθώς διέρχονται από υλικά με διαφορετικές διηλεκτρικές σταθερές. Με την μέθοδο αυτή γίνεται προσδιορισμός μεταλλικών αντικειμένων και κενών σε δάπεδα, περιοχών με αυξημένη υγρασία και εκτίμηση του πάχους στοιχείων.

ι. Ενδοσκοπήση: Μέθοδος με την οποία μπορεί να ελεγχθεί και να φωτογραφηθεί η κατάσταση της μάζας δομικού στοιχείου αφού προηγηθεί μικρή διάτρηση. Διανοίγεται μικρή οπή 10 έως 15 χιλ., εισάγεται ο σωλήνας του ενδοσκοπίου και ελέγχεται ή φωτογραφίζεται το εσωτερικό ή η παράπλευρη επιφάνεια της διάτρησης για τον εντοπισμό κοιλοτήτων, κενών ή φωλεών σε σκυρόδεμα ή τοιχοποιία – λιθοδομή, καθώς και για τον έλεγχο της κατάστασης του σπλισμού (διαβρωμένου ή μή) κυρίως προεντεταμένων στοιχείων και της πληρότητας των ενέσεων (κόλλας ή ενεμάτων).

ια. Μέτρηση εύρους ρωγμών - έλεγχος παραμορφώσεων: Μέθοδοι με τις οποίες μετρώνται και παρακολουθούνται οι παραμορφώσεις με δοκιμές που γίνονται στο εργαστήριο ή επί του έργου. Ο έλεγχος/μέτρηση γίνεται με τα παρακάτω όργανα: Ακουστικά ή μηχανικά μηκυνσιόμετρα, ηλεκτρικά μηκυνσιόμετρα, μετρητές μετακινήσεων. Εφαρμόζονται για την παρακολούθηση και καταγραφή μακροχρόνιων παραμορφώσεων ή παραμορφώσεων που προέρχονται από παροδικά φορτία.

ιβ. Δοκιμαστικές φορτίσεις (στατικές ή δυναμικές): Μέθοδοι με τις οποίες γίνεται πειραματικός έλεγχος της φέρουσας ικανότητας ή των δυναμικών χαρακτηριστικών (απόσβεση - ιδιοπερίοδος) μίας κατασκευής, καθώς και παρακολούθηση της παραμόρφωσης των υλικών. Διακρίνεται σε στατική και δυναμική.

ιγ. Διαπερατότητα: Διακρίνεται σε καταστρεπτική (όταν εφαρμόζεται επί του έργου) και ημικαταστρεπτική (όταν εφαρμόζεται στο εργαστήριο). Βασίζεται στη μέτρηση της ροής ρευστού (αέρα ή ύδατος) διαμέσου του σκυροδέματος υπό δεδομένες συνθήκες. Εφαρμόζεται για τη σύγκριση σκυροδεμάτων με διάφορες συνθέσεις και τον έλεγχο της ωρίμασης σκυροδέματος.

### **2.3 Ημικαταστρεπτικές μέθοδοι**

Οι ημικαταστρεπτικές μέθοδοι είναι πολύ πιο αξιόπιστες και η χρήση τους, ακόμα και σε μνημεία ιδιαίτερης αξίας, είναι κατάλληλη με την προϋπόθεση να επιλέγεται αντιπροσωπευτική θέση στην οποία να εκτελούνται οι δοκιμές, καθώς και να είναι αποδεκτές η έκταση της επέμβασης και η μέθοδος αποκατάστασης του τοπικού τραύματος. Παρακάτω, περιγράφονται συνοπτικά ορισμένες από τις ημικαταστρεπτικές μεθόδους που δύναται να χρησιμοποιηθούν στο ωπλισμένο σκυρόδεμα:

α. Πυρηνοληψία: Μέθοδος που βασίζεται στη διάτρηση και αποκοπή κυλινδρικού δοκιμίου από δομικό στοιχείο. Χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό: της αντοχής σε θλίψη, αντοχής σε εφελκυσμό από διάρρηξη, αντοχής σε εφελκυσμό από κάμψη, μέτρου ελαστικότητας, λόγου Poisson, υγρασίας δοκιμίου, υδατοαπορροφητικότητας, πορώδους, μάζας, βαθμού ενανθράκωσης, φαινόμενου βάρους και αποτελεσματικότητας επεμβάσεων (πληρότητα ενέσεων κόλλας ή ενεμάτων). Για την εξαγωγή ορθών συμπερασμάτων από μία πυρηνοληψία θα πρέπει να έχει προηγηθεί κατάλληλος προγραμματισμός, ήτοι να προαποφασισθούν η διάμετρος και το μήκος των πυρήνων, τα δομικά στοιχεία από τα οποία θα γίνει η πυρηνοληψία, καθώς και οι θέσεις και ο αριθμός των πυρήνων. Στη διεθνή βιβλιογραφία συνιστάται η διάμετρος των αποκοπτόμενων πυρήνων, προκειμένου για τον έλεγχο της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, να είναι 10 έως 15 εκ., αλλά σε κάθε περίπτωση τριπλάσια του μεγέθους του μέγιστου αδρανούς που χρησιμοποιήθηκε για την παρασκευή του εξεταζόμενου σκυροδέματος. Τα μεγαλύτερης διαμέτρου δοκίμια δίδουν ακριβέστερα αποτελέσματα, διότι καταστρέφονται λιγότερο κατά την διαδικασία κοπής και λείανσής τους και επειδή είναι λιγότερο ευαίσθητα (π.χ. η αντοχή των πυρήνων διαμέτρου 10 εκ. παρουσιάζεται 20% περίπου αυξημένη σε σχέση με την αντοχή των πυρήνων διαμέτρου 5 εκ.). Το μήκος του πυρήνα συνιστάται να είναι  $L=0,95D$  έως  $2D$ . Η απόσταση των αποκοπτόμενων πυρήνων απ' τις ακμές των εξεταζόμενων στοιχείων θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 8 εκ., ενώ η μεταξύ τους απόσταση θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από  $4D$  ( $D$  η διάμετρος του πυρήνα).

Επίσης, καθοριστική είναι η παρουσία οπλισμού στον πυρήνα, καθώς και η αποκοπή του στο δομικό στοιχείο από το οποίο αυτός προήλθε.

Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή των πυρήνων είναι: η παρουσία ράβδων οπλισμού, η επιπέδωση των παράλληλων επιφανειών τους, η θέση του πυρήνα καθ' ύψος του δομικού στοιχείου, το είδος του δομικού στοιχείου (πλάκα, δοκός, υποστύλωμα κ.τ.λ.) και η διεύθυνση κοπής των πυρήνων σε σχέση με τη διεύθυνση σκυροδετήσεως. Στη διεθνή και ελληνική βιβλιογραφία έχουν προταθεί πολλές σχέσεις αναγωγής της αντοχής του πυρήνα σε (συμβατική) αντοχή κύβου οι οποίες, όμως, παρουσιάζουν μεγάλες διασπορές μεταξύ τους.

β. Ηλεκτρικές μέθοδοι: Ημικαταστρεπτικές μέθοδοι που βασίζονται στη μεταβολή του δυναμικού ή της έντασης ηλεκτρικού ρεύματος. Με αυτές εξετάζεται η πιθανότητα διαβρώσεως του σιδηροοπλισμού και η ταχύτητα διαβρώσεως.

γ. Ενανθράκωση: Μέθοδος η οποία βασίζεται στη μεταβολή του pH του σκυροδέματος δομικού στοιχείου υπό την παρουσία διοξειδίου του άνθρακα (CO<sub>2</sub>). Ψεκάζεται διάλυμα φαινολοφθαλεΐνης σε φρεσκοθραυσμένες ή φρεσκοκομμένες επιφάνειες σκυροδέματος. Κατόπιν, προσδιορίζεται το βάθος ενανθράκωσης (από την προκαλούμενη αλλαγή χρώματος στο μή ενανθρακωμένο σκυρόδεμα) το οποίο επηρεάζει την παθητική προστασία του χάλυβα και τις ενδείξεις του κρουσιμέτρου.

δ. Δοκιμές χάλυβα: Δοκιμές οι οποίες γίνονται στον χάλυβα σκυροδέματος (σιδηροοπλισμό ή μορφοσίδηρο) για τον έλεγχο των μηχανικών χαρακτηριστικών και της χημικής σύστασης αυτού, καθώς και για τον έλεγχο διαβρώσεώς του. Ειδικότερα, ελέγχονται τα εξής: Όριο διαρροής, όριο θραύσεως, παραμόρφωση θραύσεως, δοκιμή κάμψης - ανάκαμψης - αναδίπλωσης (μόνο για χάλυβες ωπλισμένου σκυροδέματος), χημική σύσταση και πιθανότητα διαβρώσεως.

ε. Χημικές αναλύσεις: Δοκιμές με τις οποίες, σε δείγματα που προσκομίζονται στο εργαστήριο, γίνεται χημική ανάλυση για τον προσδιορισμό της σύνθεσης. Με τις μεθόδους αυτές ανιχνεύονται το κατά βάρος ποσοστό των χλωριόντων και των θειικών στο ωπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και το βάθος ενανθράκωσης αυτού.

## Κεφάλαιο 3

### Διαδικασία Αποτίμησης Φθορών και Αντοχής Σκυροδέματος

#### 3.1 Γενικά

Η διαδικασία καταγραφής - αποτύπωσης των φθορών στο κτίριο της παρούσης εργασίας υπόκειται στους κάτωθι περιορισμούς:

α. Αποφυγή οιασδήποτε φθοράς κατά τη διάρκεια των ελέγχων, ή ελαχιστοποίηση αυτών.

β. Ο εξοπλισμός για την εκτέλεση των μετρήσεων διατέθηκε από τη ΣΤΕΑΜΧ και αποτελείται από:

(1) Κρουσίμετρο Proceq Model N 56.

(2) Μαγνητικό ανιχνευτή οπλισμών Profoscope, της Proceq.

Παρακάτω, παρουσιάζονται συνοπτικά ο μηχανισμός διάβρωσης των οπλισμών του σκυροδέματος και αναλυτικά οι μέθοδοι αποτίμησης που χρησιμοποιήθηκαν, καθώς και τα αποτελέσματα αυτών. Λόγω της τοποθεσίας τού υπό μελέτη κτιρίου (Λάρισα) δεν κρίθηκε σκόπιμο να συνεκτιμηθεί η επίδραση του θαλάσσιου περιβάλλοντος.

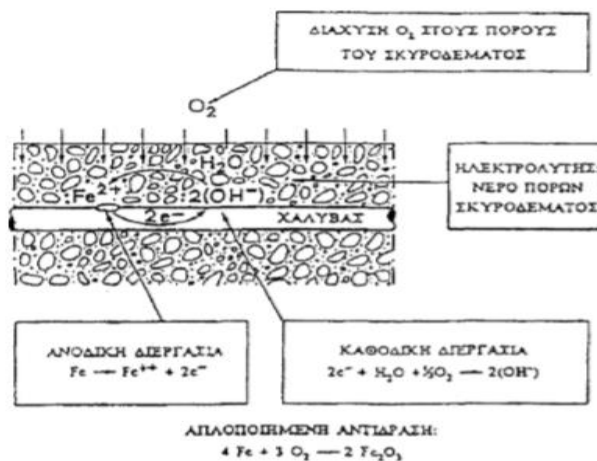
#### 3.2 Μηχανισμοί διάβρωσης οπλισμών σκυροδέματος

Οι ράβδοι οπλισμού προστατεύονται από τη διάβρωση παθητικά, μέσω ενός λεπτού επιφανειακού στρώματος ένυδρου οξειδίου του σιδήρου που σχηματίζεται λόγω της υψηλής αλκαλικότητας του σκυροδέματος ( $\text{pH} \approx 13$ ), που με τη σειρά της οφείλεται στο  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Το στρώμα αυτό μπορεί να διατηρηθεί τοπικά από ιόντα χλωρίου (διάβρωση κατά βελονισμό), όταν η συγκέντρωσή τους είναι μεγαλύτερη από 0,5% περίπου κ.β. τσιμέντου, ή να διαλυθεί (αποπαθητικοποίηση χάλυβα) λόγω μείωσης της αλκαλικότητας του σκυροδέματος γύρω από τον οπλισμό σε τιμές του pH γύρω στο 9. Τα χλωριόντα προέρχονται από την ατμόσφαιρα (ιδίως σε παραθαλάσσιες περιοχές), από το εσωτερικό του σκυροδέματος (εφόσον έχουν χρησιμοποιηθεί συλλεκτά αδρανή), ή πιθανώς από θαλασσινό νερό ανάμιξης.

Η μείωση του pH του σκυροδέματος κάτω του 9 προκαλείται από την αντίδραση του  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  του τσιμεντοπολτού με το  $\text{CO}_2$  της ατμόσφαιρας που διαχέεται σταδιακά προς το εσωτερικό του σκυροδέματος μέσω των πόρων. Η αντίδραση αυτή σχηματίζει ανθρακικό ασβέστιο και καλείται ενανθράκωση. Η ενανθράκωση επιταχύνει σε μεγάλο βαθμό τη δράση των χλωριόντων: Το  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  του τσιμεντοπολτού αντιδρά με τα χλωριόντα και τα δεσμεύει, περιορίζοντας έτσι την ποσότητα που διαχέεται προς τον οπλισμό κάτω του 0,5% περίπου που απαιτείται

για την καταστροφή του προστατευτικού οξειδίου. Με την αντίδραση, όμως, του  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  κατά την ενανθράκωση τα δεσμευμένα χλωριόντα απελευθερώνονται προσβάλλοντας, έτσι, τον χάλυβα.

Η απώλεια του προστατευτικού οξειδίου του σπλισμού μπορεί να οδηγήσει σε οξείδωση, η οποία είναι μία ηλεκτροχημική αντίδραση με ηλεκτρολύτη το νερό των πόρων. Εκεί που καταστρέφεται το προστατευτικό οξείδιο δημιουργείται άνοδος, απ' όπου τα κατιόντα σιδήρου διαλύονται στο νερό των πόρων αφήνοντας πίσω τους ελεύθερα ηλεκτρόνια. Τα ηλεκτρόνια αυτά κινούνται μέσω της ράβδου σπλισμού προς την κάθοδο, η οποία μπορεί να σχηματισθεί σε οποιοδήποτε σημείο της ράβδου. Στην κάθοδο, που μπορεί να είναι και το σύνολο της επιφάνειας της ράβδου, τα ελεύθερα ηλεκτρόνια συνδυάζονται με το νερό των πόρων του σκυροδέματος και με το διαλελυμένο, σ' αυτό, οξυγόνο (της αέριας φάσης των πόρων), αποδίδοντας υδροξύλιο ( $\text{OH}^-$ ). Τα ανιόντα υδροξυλίου κινούνται μέσω του νερού των πόρων προς την άνοδο, όπου αντιδρούν με τα διαλελυμένα κατιόντα σιδήρου σχηματίζοντας, έτσι, οξείδια του σιδήρου (σκουριά) και ανασυνθέτοντας το νερό που είχε ηλεκτρολυθεί στην κάθοδο (Εικ. 1).



Εικόνα 1. Ηλεκτροχημική διαδικασία διάβρωσης

Η διάβρωση του χάλυβα μειώνει την ολκιμότητα και τη διατομή των ράβδων σπλισμού, άρα και την αποτελεσματικότητά τους. Επιπλέον, επειδή τα προϊόντα της διάβρωσης του χάλυβα καταλαμβάνουν αρκετά μεγαλύτερο όγκο (κατά 2 - 6 φορές) από αυτόν που τα δημιούργησε, η σκουριά προκαλεί εσωτερικές τάσεις στο περιβάλλον σκυρόδεμα προκαλώντας διάρρηξη κατά ακτινικά επίπεδα που διέρχονται από τον άξονα της ράβδου. Όταν, μάλιστα, η επικάλυψη των ράβδων με σκυρόδεμα είναι μικρού πάχους ή/και ο εγκάρσιος στη διαβρωμένη ράβδο σπλισμός είναι λίγος (ή ανύπαρκτος), η ρηγμάτωση αυτή φτάνει στην επιφάνεια του σκυροδέματος (με μεγάλες εύρους ρωγμές κατά μήκος των ράβδων) αποτινάσσοντας την επικάλυψη, μειώνοντας τη συνάφεια του σπλισμού με το σκυρόδεμα και εκθέτοντας ακόμα περισσότερο τον σπλισμό σε διάβρωση.

Το παραπάνω φαινόμενο συναντάται, σε ορισμένο βαθμό, στο υπό μελέτη κτίριο. Τμήμα της οροφής του υποστέγου συντηρήσεως είχε την μορφή της Εικόνας 2, όπου παρατηρήθηκε αποκάλυψη των οπλισμών λόγω της διάβρωσης του σκυροδέματος. Παρόμοια περίπτωση εμφανίζεται στην Εικόνα 3, όπου παρατηρείται αποκάλυψη των οπλισμών σε εσωτερική δοκό του κτιρίου, πιθανώς λόγω του παραπάνω αιτίου.



*Εικόνα 2*



*Εικόνα 3*

Από τα παραπάνω, συμπεραίνεται ότι για να λάβει χώρα οξειδωση του οπλισμού θα πρέπει οι πόροι του σκυροδέματος να είναι μερικώς και όχι τελείως γεμάτοι με νερό, ώστε να είναι δυνατή η συνεχής παροχή αέρα για τη διάχυση οξυγόνου στο εσωτερικό της μάζας του σκυροδέματος. Η ύπαρξη νερού στους πόρους είναι απαραίτητη και κατά το προπαρασκευαστικό στάδιο της διαβρώσεως, για τη μεταφορά τυχόν χλωριόντων από το εξωτερικό προς τις ράβδους, αλλά και για την αντίδραση του  $\text{CO}_2$  με το εν διαλύσει  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  κατά την ενανθράκωση. Η μεταφορά των χλωριόντων γίνεται ταχύτερα όταν οι πόροι είναι σχεδόν γεμάτοι με νερό, δηλαδή για σχετική υγρασία περιβάλλοντος κοντά στο 100%, ή όταν το δομικό στοιχείο είναι μερικώς βυθισμένο σε νερό, οπότε οι πόροι του υπολοίπου είναι σχεδόν πάντα γεμάτοι (λόγω τριχοειδούς ανύψωσης). Αντιθέτως, η ενανθράκωση προϋποθέτει μερικώς γεμάτους πόρους ώστε να επιτρέπεται η διάχυση του  $\text{CO}_2$



προς το εσωτερικό, με αποτέλεσμα ο ρυθμός ενανθράκωσης να είναι μέγιστος για σχετικές υγρασίες γύρω στο 50%.

Επειδή, όταν η σχετική υγρασία αυξομειώνεται και/ή όταν το σκυρόδεμα διαβρέχεται περιοδικά, το σκυρόδεμα αποβάλλει το νερό (με εξάτμιση) δυσκολότερα από ότι το απορροφά, η μέση ποσότητα νερού στους πόρους του είναι μεγαλύτερη από αυτήν που αντιστοιχεί στη μέση σχετική υγρασία περιβάλλοντος. Η επιπλέον ποσότητα νερού επιβραδύνει την ενανθράκωση, γι' αυτό και σκυρόδεμα σε επαφή με το εξωτερικό περιβάλλον ενανθρακώνεται σε μικρότερο βάθος από το αντίστοιχο σε επαφή με εσωτερικούς χώρους. Η διαφορά εσωτερικού - εξωτερικού είναι προς την αντίθετη κατεύθυνση για διεργασίες που ευνοούνται από υψηλό βαθμό κορεσμού πόρων με νερό, όπως η διείδυση χλωριόντων και η εξέλιξη της διάβρωσης μετά την αποπαθητικοποίηση του οπλισμού. Έτσι, όταν αιτία για τη διάβρωση είναι η ενανθράκωση (απουσία χλωριόντων), ο κίνδυνος διάβρωσης είναι μέγιστος για σχετική υγρασία περιβάλλοντος γύρω στο 80%, ενώ μειώνεται στο 1/2 όταν η σχετική υγρασία είναι 60% ή 95%, και στο 1/5 όταν αυτή είναι 50% ή σχεδόν 100%. Παρουσία χλωριόντων, όμως, ο κίνδυνος διάβρωσης είναι μέγιστος για σχετική υγρασία περίπου 90%, ενώ μειώνεται στο 1/2 όταν η σχετική υγρασία είναι 60% ή 95%, και στο 1/3 όταν αυτή είναι 50% ή σχεδόν 100% (Φαρδής, 1991). Το ξηρό κλίμα (όπως αυτό της χώρας μας) δεν ευνοεί τη διάβρωση των οπλισμών. Αυτό που την προκαλεί, συνήθως, είναι οι εναλλαγές ύγρανσης - ξήρανσης.

### 3.3 Οπτικός έλεγχος

Στις Εικόνες 4 έως 17 παρουσιάζονται φωτογραφίες τού υπό μελέτη κτιρίου. Κατά τη διενέργεια του οπτικού ελέγχου διαπιστώθηκε αριθμός φθορών στις εγκαταστάσεις όπως απόμιξη (εικ. 6), αποθέσεις αλάτων (εικ. 7), αποφλοιώσεις (εικ. 8, 9), απόσπαση τεμαχίων και απογυμνωμένοι οπλισμοί (εικ. 10,11), ρηγματώσεις (εικ. 12,13,14,15), σκουριές οπλισμών (εικ. 16), μικρή επικάλυψη σιδηρών οπλισμών (εικ. 17).



Εικόνα 4



Εικόνα 5



*Εικόνα 6*



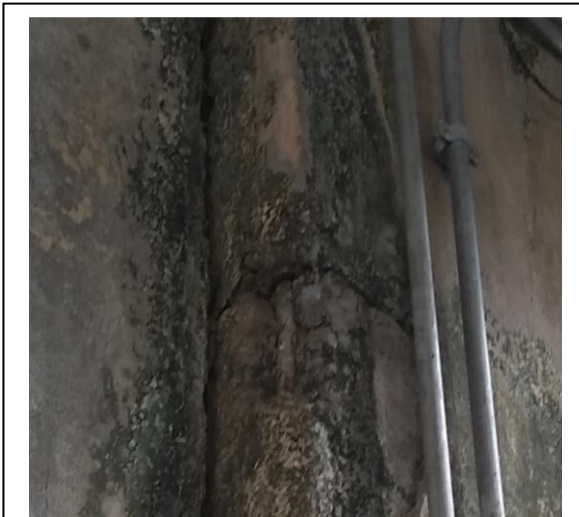
*Εικόνα 7*



*Εικόνα 8*



*Εικόνα 9*



*Εικόνα 10*



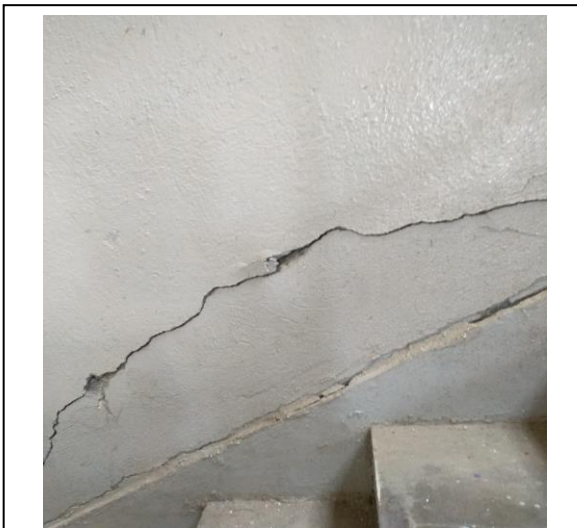
*Εικόνα 11*



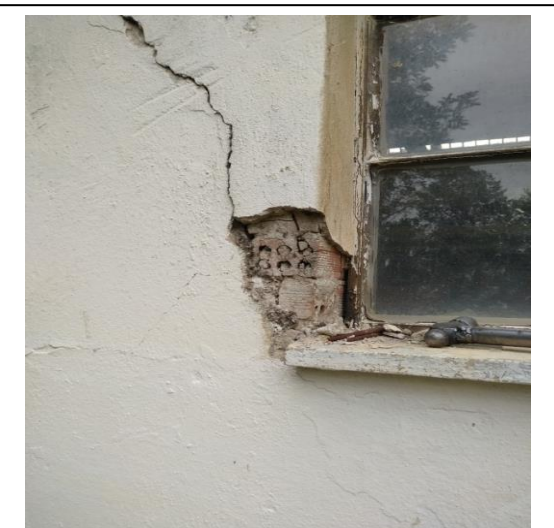
Εικόνα 12



Εικόνα 13



Εικόνα 14



Εικόνα 15



Εικόνα 16



Εικόνα 17

### 3.4 Μαγνητική Μέθοδος

Τα μαγνητόμετρα είναι όργανα με τα οποία εντοπίζεται ο σπλισμός σκυροδέματος και εκτιμάται ικανοποιητικά το πάχος επικάλυψης, ενώ με μικρότερη ακρίβεια μπορεί να εκτιμηθεί η διάμετρος των σιδηροπλισμών. Για την εκτέλεση των ελέγχων χρησιμοποιήθηκε η συσκευή Profoscope της Proceq.



*Εικόνα 18. Συσκευή Profoscope τής Proceq*

Το υπόψη όργανο χρησιμοποιήθηκε στα υποστυλώματα και σε δοκούς, όπου ανιχνεύθηκαν οι συνδετήρες, οι διαμήκεις σπλισμοί και οι επικάλυψεις. Κατά την ανίχνευση παρουσιάστηκαν ελαφρές δυσκολίες, καθόσον στα υποστυλώματα του κτιρίου υπήρχε πλήθος πακτωμένων μεταλλικών εξαρτημάτων, κάτι το οποίο δυνατόν να είχε δυσμενείς επιπτώσεις στην αξιοπιστία των παραγόμενων αποτελεσμάτων. Από τους ελέγχους, διαπιστώθηκαν τα παρακάτω:

α. Οι σιδηροπλισμοί λείοι κατηγορίας Stahl I. Αυτό επιβεβαιώθηκε και από οπτικό έλεγχο που διενεργήθηκε σε ορισμένα σημεία των υποστυλωμάτων, δοκών και της οροφής του υποστέγου όπου οι σπλισμοί έχουν αποκαλυφθεί.

β. Λόγω της δυσκολίας εξαγωγής πλήρως αξιόπιστων αποτελεσμάτων με τη συσκευή ανίχνευσης σπλισμών, παρέστη η ανάγκη θεώρησης παραδοχών ως προς τη διάμετρο αυτών με επιδίωξη όπως αυτή ληφθεί κατά τι μικρότερη, υπέρ της συνολικής ασφάλειας κατά τους υπολογισμούς.

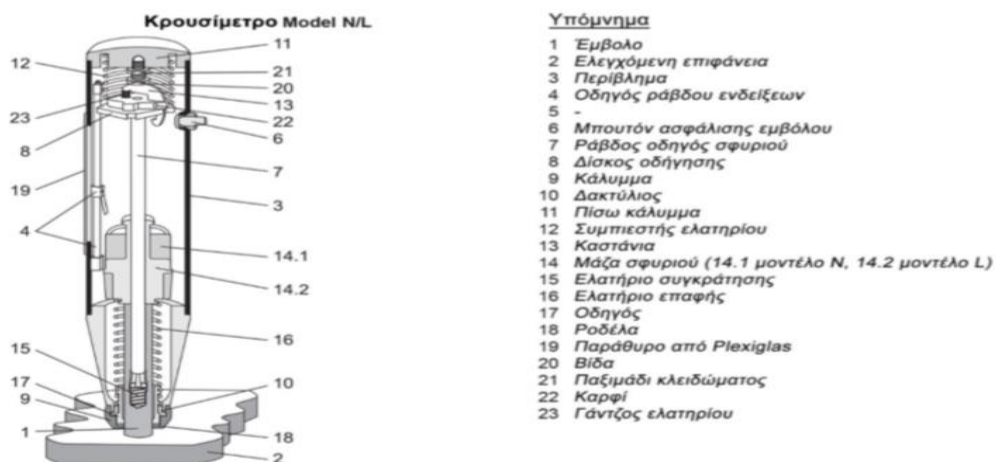
γ. Σε ορισμένα υποστυλώματα διαπιστώθηκε συμπύκνωση συνδετήρων στο κάτω μέρος, που πιθανώς οφείλεται στη ρίψη σκυροδέματος με μεγάλη δύναμη ή στην πλημμυρή περιόδεση των συνδετήρων με τον κύριο σπλισμό.

### 3.5 Κρουσίμετρο

#### 3.5.1 Γενικά

Η μέθοδος του κρουσιμέτρου είναι μια από τις παλαιότερες μη καταστρεπτικές μεθόδους εκτίμησης της αντοχής του σκυροδέματος η οποία ακόμη και σήμερα χρησιμοποιείται ευρέως. Ανακαλύφθηκε το 1948 από τον Ernst Schmidt και γι' αυτόν τον λόγο έμεινε γνωστή και ως μέθοδος του κρουσιμέτρου Schmidt. Με αυτήν εξετάζεται η ποιότητα του σκυροδέματος της εξωτερικής επιφάνειας των κατασκευών σε βάθος έως και 30 χιλ., βασιζόμενη στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας των εξεταζόμενων δομικών στοιχείων. Μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα για την αντοχή ενός δομικού στοιχείου μόνο όταν συνδυασθεί με άλλες μεθόδους. Στο ASTM C805 (1985) προτείνεται ο συνδυασμός της μεθόδου του κρουσιμέτρου με την ημικαταστρεπτική μέθοδο των πυρήνων, ώστε να συσχετισθεί η ένδειξη R του κρουσιμέτρου με την αντοχή του σκυροδέματος.

Βασική αρχή της μεθόδου είναι ότι η αναπήδηση ελαστικής μάζας εξαρτάται από τη σκληρότητα της επιφάνειας επί της οποίας γίνεται η κρούση. Το κρουσίμετρο αναπήδησης πιέζεται στην επιφάνεια του σκυροδέματος, με αποτέλεσμα το έμβολο που πιέζεται (προς το σκυροδέμα) να προκαλεί την αναπήδηση της μάζας που είναι στερεωμένη στο εσωτερικό του, μέσω ελατηρίου που είναι αρχικά τεντωμένο. Η αναπήδηση συσχετίζεται με την αντοχή του σκυροδέματος μέσω καμπυλών που έχουν εξαχθεί από πειραματικά αποτελέσματα.



Εικόνα 19. Κατά μήκος τομή κρουσιμέτρου Proceq Model N/L

Επειδή τα αποτελέσματα της δοκιμής είναι ευαίσθητα στην παρουσία αδρανών ή κενών στην επαφή με το έμβολο, απαιτείται να λαμβάνονται περίπου 8 - 10 μετρήσεις στην ίδια περιοχή του σκυροδέματος και να υπολογίζεται η μέση τιμή. Επίσης, η κρούση πρέπει να γίνεται πάντα κάθετα προς την επιφάνεια, η οποία θα πρέπει να είναι λεία και να έχουν απομακρυνθεί όλα τα επιχρίσματα. Η θέση του κρουσιμέτρου ως προς την κατακόρυφο επηρεάζει σχετικώς τα

αποτελέσματα και αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν στις καμπύλες συσχετισμού.



Εικόνα 20. Κρουσίμετρο Proceq Model N 56

Η σχέση αναπήδησης - αντοχής δεν είναι μονοσήμαντη και εξαρτάται από παράγοντες σχετικούς με την ποιότητα της επιφάνειας του σκυροδέματος όπως είναι η συμπίκνωση, το τελείωμα, η ποιότητα και ποσότητα τσιμέντου, η ηλικία, η υγρασία, η θερμοκρασία περιβάλλοντος, ο βαθμός ενανθράκωσης κ.τ.λ. Γι' αυτό, οι καμπύλες συσχετισμού θα πρέπει να έχουν προκύψει από τη μέτρηση αντοχών πυρήνων από σκυρόδεμα με τα ίδια ή παρόμοια χαρακτηριστικά (π.χ. σύσταση, σύνθεση) με το υπό εξέταση σκυρόδεμα.

### **3.5.2 Παράγοντες που επηρεάζουν την εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος**

Αναλυτικά, οι παράγοντες που επηρεάζουν την εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος με τη μέθοδο του κρουσιμέτρου είναι οι εξής:

#### **3.5.2.1 Τύπος τσιμέντου**

Γενικώς, οι διάφοροι τύποι τσιμέντου Portland δεν επηρεάζουν σημαντικά τις ενδείξεις του κρουσιμέτρου (λιγότερο από 10%). Όμως, εάν χρησιμοποιηθούν οι καμπύλες που προκύπτουν για σκυροδέματα από τσιμέντο Portland σε σκυρόδεμα από high alumina cement μπορεί να προκύψουν, πλασματικώς, αντοχές έως 100% μεγαλύτερες. Αντίστοιχα, για σκυροδέματα από supersulphated cement μπορεί να προκύψουν έως και 50% χαμηλότερες αντοχές. Πρέπει, λοιπόν, να γίνεται βαθμονόμηση του οργάνου για τον κάθε τύπο τσιμέντου που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί. Η επίδραση της περιεκτικότητας του σκυροδέματος σε τσιμέντο δεν ξεπερνά το 10%. Αντιθέτως, χρειάζονται ξεχωριστές βαθμονομήσεις για σκληρά και για μαλακά αδρανή, καθόσον τα αποτελέσματα που δίδουν παρουσιάζονται σημαντικώς διαφοροποιημένα.

### 3.5.2.2 Τύπος και γεωμετρία εξεταζόμενων δοκιμίων

Οι επιφάνειες που δοκιμάζονται με το κρουσίμετρο πρέπει να είναι απόλυτα λείες. Επιφάνειες που προκύπτουν από καλούπια διάφορων υλικών (ξύλο, μέταλλο) ανταποκρίνονται στη μέθοδο του κρουσιμέτρου με διαφορετικό τρόπο. Οι επιφάνειες που δημιουργούνται με την χρήση μυστριού είναι σκληρότερες από αυτές που προκύπτουν από καλούπι και επομένως οι τιμές του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας παρουσιάζουν σημαντική διασπορά. Συμπερασματικά, οι προς δοκιμή επιφάνειες θα πρέπει ή να προέρχονται από καλούπι ή να λειαίνονται εφόσον είναι ανώμαλες, καθόσον έχει παρατηρηθεί ότι οι ενδείξεις του κρουσιμέτρου στις λείες επιφάνειες είναι αυξημένες σε σχέση με τις ενδείξεις στις ανώμαλες επιφάνειες. Επίσης, εκτός από τις ανώμαλες επιφάνειες, ακατάλληλες προς δοκιμή είναι και οι επιφάνειες που προκύπτουν από κοπή (π.χ. με τροχό). Η γεωμετρία των δοκιμίων (κύλινδρος ή κύβος) δεν επιφέρει πρακτικώς καμμία μεταβολή στον μετρούμενο δείκτη επιφανειακής σκληρότητας (R).

### 3.5.2.3 Υγρασία

Η παρουσία υψηλού ποσοστού υγρασίας στο σκυρόδεμα του εξεταζόμενου στοιχείου έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση των ενδείξεων του κρουσιμέτρου σε σχέση με τις μετρήσεις που λαμβάνουμε για ξηρά στοιχεία. Η μείωση αυτή του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας, ανάλογα με το ποσοστό υγρασίας, μπορεί να φτάσει το 20%.

### 3.5.2.4 Θερμοκρασία

Η θερμοκρασία περιβάλλοντος κατά τη διάρκεια των μετρήσεων θα πρέπει να είναι από 10°C έως 30°C. Μετρήσεις σε χαμηλές θερμοκρασίες (κοντά στους 0°C) δίδουν αυξημένες ενδείξεις κρουσιμέτρου, γι' αυτό θα πρέπει αποφεύγονται.

### 3.5.2.5 Ενανθράκωση

Το φαινόμενο της ενανθράκωσης αναπτύσσεται όταν τα δομικά στοιχεία είναι μεγάλης ηλικίας ή εκτίθενται σε περιβάλλον πλούσιο σε CO<sub>2</sub>. Η ενανθράκωση προκαλεί αύξηση των ενδείξεων του κρουσιμέτρου έως και 50%, για σταθερή συμβατική αντοχή σκυροδέματος  $f_c$ . Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι για μεγάλα βάθη ενανθράκωσης η διαφορά μεταξύ της συμβατικής αντοχής  $f_c$  και της  $f_c(R)$  είναι τόσο μεγάλη που μας επιτρέπει να πούμε ότι γι' αυτές τις τιμές του βάθους ενανθράκωσης η μέθοδος του κρουσιμέτρου παύει να είναι ένα αντικειμενικό κριτήριο για την εκτίμηση της αντοχής μιας κατασκευής. Σε πολλές περιπτώσεις, όμως, απαιτείται να ληφθούν αποφάσεις για τη φέρουσα ικανότητα μιας υπάρχουσας κατασκευής βάσει μετρήσεων σε ενανθρακωμένα στοιχεία σκυροδέματος. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού προτείνεται η αφαίρεση ενός στρώματος πάχους έως 5mm από την εξωτερική τους επιφάνεια.

Από μελέτη του Καθηγητού Κων. Τρέζου (Τρέζος et al 1994) έχει προκύψει η παρακάτω μεταβολή της αντοχής συναρτήσει του βάθους ενανθράκωσης:  $f_c(R)/f_c(act)=1.0+0.04*x$ , όπου  $x$ : βάθος ενανθράκωσης σε mm,  $f_c(R)$ : αντοχή του σκυροδέματος προσδιοριζόμενη με το κρουσίμετρο, αγνοώντας την ενανθράκωση και  $f_c(act)$ : πραγματική αντοχή

### 3.5.2.6 Διεύθυνση κρουσιμετρήσεως

Η διεύθυνση κρουσιμετρήσεως επηρεάζει σημαντικά τον μετρούμενο δείκτη επιφανειακής σκληρότητας (R). Πρέπει να σημειωθεί ότι ανάλογα με τη διεύθυνση κρουσιμετρήσεως (οριζόντια ή κατακόρυφη) θα πρέπει να γίνονται οι σχετικές διορθώσεις των μετρήσεων σύμφωνα με τις οδηγίες που δίδονται στο εγχειρίδιο του οργάνου. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται η επίδραση της διεύθυνσης κρουσιμετρήσεως στην ένδειξη του κρουσιμέτρου.

R	Διορθώσεις για γωνίες κλίσεως			
	↑ 90°	↑ 45°	↓ 45°	↓ 90°
10			+ 2,4	+ 3,2
20	- 5,4	- 3,5	+ 2,5	+ 3,4
30	- 4,7	- 3,1	+ 2,3	+ 3,1
40	- 3,9	- 2,6	+ 2,0	+ 2,7
50	- 3,1	- 2,1	+ 1,6	+ 2,2
60	- 2,3	- 1,6	+ 1,3	+ 1,7

Πίνακας 2: Επίδραση διεύθυνσης κρουσιμετρήσεως στην ένδειξη του κρουσιμέτρου

### 3.5.2.7 Αριθμός και θέσεις δοκιμών

Στο εγχειρίδιο του κρουσιμέτρου Proceq Model N σημειώνεται ότι ο αριθμός των κρουσιμετρήσεων θα πρέπει τουλάχιστον από 8 έως 10 ανά θέση. Η διάμετρος της περιοχής στην οποία γίνεται ένα σύνολο μετρήσεων πρέπει να είναι μεταξύ 15 - 30 εκ. Τα μεμονωμένα σημεία πρόσκρουσης πρέπει να απέχουν μεταξύ τους κατά τουλάχιστον 20 mm. Ως τελική τιμή της μετρήσεως στην υπόψη θέση θα λαμβάνεται η μέση τιμή των κρουσιμετρήσεων της θέσης αυτής. Επίσης, η μεγαλύτερη και η μικρότερη τιμή του συνόλου των μετρήσεων σε μία θέση πρέπει να εξαιρούνται.

Το ASTM: C 805-85 αναφέρει ότι εκτελούνται 10 κρουσιμετρήσεις ανά θέση. Τα μεμονωμένα σημεία προσκρούσεως πρέπει να απέχουν μεταξύ τους κατά τουλάχιστον 25 mm Αν μία κρουσιμέτρηση σε μία θέση διαφέρει περισσότερο από 5 μονάδες από τη μέση τιμή, αυτή θεωρείται απορριπτέα. Δεν λαμβάνεται ως σωστό το σύνολο των κρουσιμετρήσεων μίας θέσης όταν δύο μετρήσεις διαφέρουν από τον μέσο όρο κατά 7 μονάδες.



Το EN 12504–2 (2012) καθορίζει ότι τα προς έλεγχο στοιχεία σκυροδέματος πρέπει να έχουν πάχος τουλάχιστον 100 mm και να είναι ενσωματωμένα σε μια δομή. Περιοχές που παρουσιάζουν ρωγμές, ξεφλούδισμα, τραχιά υφή ή υψηλό πορώδες θα πρέπει να αποφεύγονται. Ο αριθμός των κρουσιμετρήσεων ανά θέση θα πρέπει να είναι 9. Κάθε βαθούλωμα στην επιφάνεια μετά την κρούση πρέπει να εξετάζεται και αν η κρούση έχει γίνει σε κενό κοντά στην επιφάνεια να μή λαμβάνεται υπ' όψιν το αποτέλεσμα. Τα μεμονωμένα σημεία προσκρούσεως πρέπει να απέχουν μεταξύ τους κατά τουλάχιστον 25 mm. Εάν περισσότερο από το 20% όλων των μετρήσεων διαφέρει από τη διάμεσο κατά περισσότερο από 30%, το σύνολο των αναγνώσεων πρέπει να απορρίπτεται.

#### 3.5.2.8 Σημεία που πρέπει να αποφεύγονται

Τα σημεία κρουσιμετρήσεως θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 30mm μακριά από τις ακμές ή τις απότομες ασυνέχειες του δοκιμίου. Περιοχές με οπλισμούς θα πρέπει, όσο το δυνατόν, να αποφεύγονται. Λεπτοί τοίχοι και πλάκες (με πάχος μικρότερο των 12 εκ.) δίδουν μειωμένες ενδείξεις, λόγω της ταλάντωσης που δημιουργείται από την κρουσιμέτρηση.

#### 3.5.2.9 Συντελεστής μεταβλητότητας

Οι Murray A. και Long A. (1987) κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η μέση αντοχή, όπως υπολογίζεται με τις έμμεσες μεθόδους, είναι σχεδόν η ίδια με την μέση αντοχή των συμβατικών δοκιμίων. Εκείνο που αυξάνεται κατά 50% σε σύγκριση με τα συμβατικά δοκίμια στις έμμεσες μεθόδους είναι η διασπορά. Στο ACI ο συντελεστής μεταβλητότητας C.O.V. της μεθόδου του κρουσιμέτρου δίνεται ίσος με 10%, ενώ στο BS1881/202 1986 αναφέρεται ότι ο συντελεστής μεταβλητότητας των μεμονωμένων μετρήσεων κάθε ομάδας μετρήσεων είναι συνήθως 10%. Μπορεί, όμως, να κυμανθεί μεταξύ του 2% και 15%. Ο συντελεστής μεταβλητότητας μειώνεται όσο αυξάνεται η αντοχή του σκυροδέματος και αυξάνεται ανάλογα με το μέγεθος των αδρανών.

Στην ελληνική και τη διεθνή βιβλιογραφία παρουσιάζονται διάφορες καμπύλες συσχετίσεως της ένδειξης του κρουσιμέτρου με τη μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Γενικώς, δεν συνιστάται η άμεση εφαρμογή των καμπυλών χωρίς πρότερη βαθμονόμηση.

Η βαθμονόμηση μπορεί να γίνει με την παρασκευή ειδικών δοκιμίων (με διαφορετικές αντοχές). Τα δοκίμια που θα χρησιμοποιηθούν (κυβικά ή κυλινδρικά) θα πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μεγάλα ούτως ώστε να περιορισθεί η επίδραση του μεγέθους από τα αποτελέσματα. Στον παρακάτω πίνακα δίδονται στοιχεία από τη διεθνή βιβλιογραφία (A.Neville 1975 & Taywood Eng Ltd 1986) για ποιοτική κατάταξη του σκυροδέματος αναλόγως των ενδείξεων του κρουσιμέτρου.

A/A	Δείκτης κρουσιμετρήσεως R	Ποιότητα
1	> 45	Εξαιρετική
2	35 – 45	Καλή
3	25 – 35	Μέτρια
4	20 – 25	Κακή
5	< 20	Απόμειξη, ρωγμές

Πίνακας 3: Ποιοτική κατάταξη σκυροδέματος αναλόγως ενδείξεων κρουσιμέτρου.

### 3.5.3 Εφαρμογή

Λόγω της υιοθέτησης, στο υπό μελέτη κτίριο, αρχιτεκτονικής με επιχρισμένα σκυροδέματα δεν κατέστη δυνατή η κρουσιμέτρηση του συνόλου των δομικών στοιχείων. Εν τούτοις, καθώς σε ορισμένα υποστυλώματα τα επιχρίσματα είχαν αποκολληθεί, εκτελέσθηκαν κρουσιμετρήσεις στα σημεία αυτά. Επίσης, εκτελέσθηκαν κρουσιμετρήσεις σε τέσσερα ανεπίχριστα υποστυλώματα που βρίσκονται εκατέρωθεν των οπίσθιων θυρών του υποστέγου, εκτιμώντας ότι αυτά κατασκευάσθηκαν τη χρονική περίοδο που κατασκευάσθηκε το κτίριο. Στις Εικόνες 20 έως 23 φαίνονται χαρακτηριστικές θέσεις στο εξεταζόμενο κτίριο όπου εκτελέσθηκαν οι κρουσιμετρήσεις.



Εικόνα 21. Θέσεις εκτέλεσης κρουσιμετρήσεων



Εικόνα 22. Θέσεις εκτέλεσης κρουσιμετρήσεων



Εικόνα 23. Θέσεις εκτέλεσης κρουσιμετρήσεων

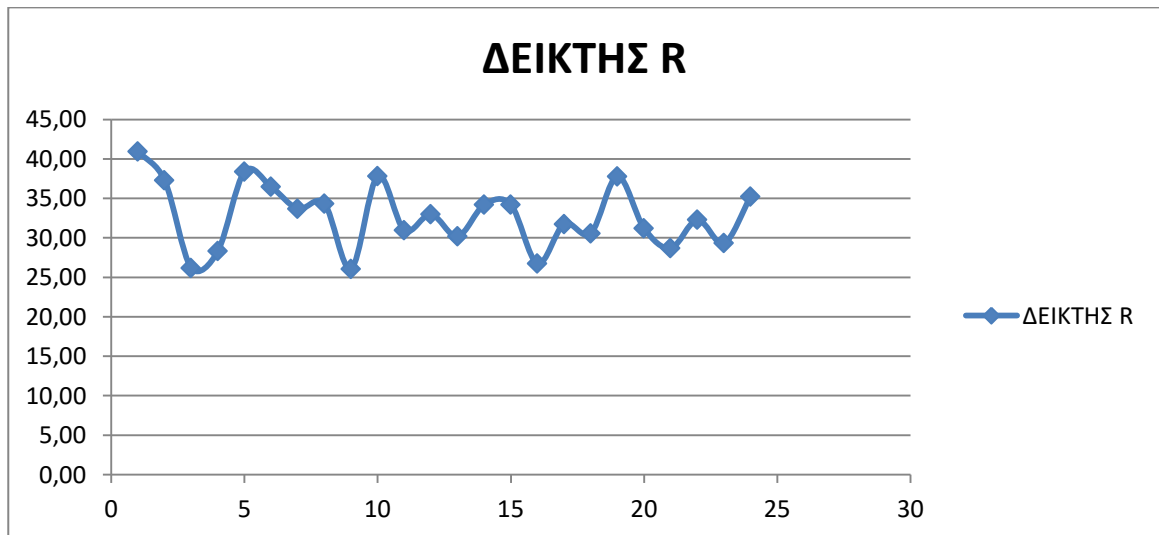


Εικόνα 24. Θέσεις εκτέλεσης κρουσιμετρήσεων

Για τον προσδιορισμό της μέσης θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος ολόκληρου του κτιρίου εκτελέστηκαν συνολικά μετρήσεις σε 34 διαφορετικά σημεία υποστυλωμάτων. Αυτές υπέστησαν αρχική επεξεργασία σύμφωνα με το πρότυπο ASTM C805–85. Από την επεξεργασία προέκυψαν, ως μη αποδεκτές στη βάση των κριτηρίων του προτύπου, 9 θέσεις. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον κάτωθι πίνακα.

ΥΠΟΣΤΕΓΟ ΟΧΗΜΑΤΩΝ	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ
Μέσος Όρος	33,69
Τυπική Απόκλιση	5,32
Συνολικός Αριθμός Μετρήσεων	348
Αποδεκτές μετρήσεις	231
Μη αποδεκτές μετρήσεις	117

Πίνακας 4: Αποτελέσματα Κρουσιμετρήσεων



Γράφημα 1: Διάγραμμα τιμών κρουσιμετρήσεων

Ακολούθως, έγινε επεξεργασία σύμφωνα με το πρότυπο EN 12504–2. Σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στο πρότυπο, 4 μετρήσεις κρίθηκαν ως μη αποδεκτές. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων & μέσων όρων ενδείξεων κρουσιμέτρου με κάθε πρότυπο, φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

ΚΤΙΡΙΟ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
	ASTM C805-85	EN 12504-2
Μέσος Όρος	33,85	33,54
Τυπική Απόκλιση	5,22	6,01
Συνολικός Αριθμός Μετρήσεων	348	355
Αποδεκτές μετρήσεις	235	305

Πίνακας 5: Σύγκριση αποτελεσμάτων Προτύπων ASTM C805-85 και EN 12504-2

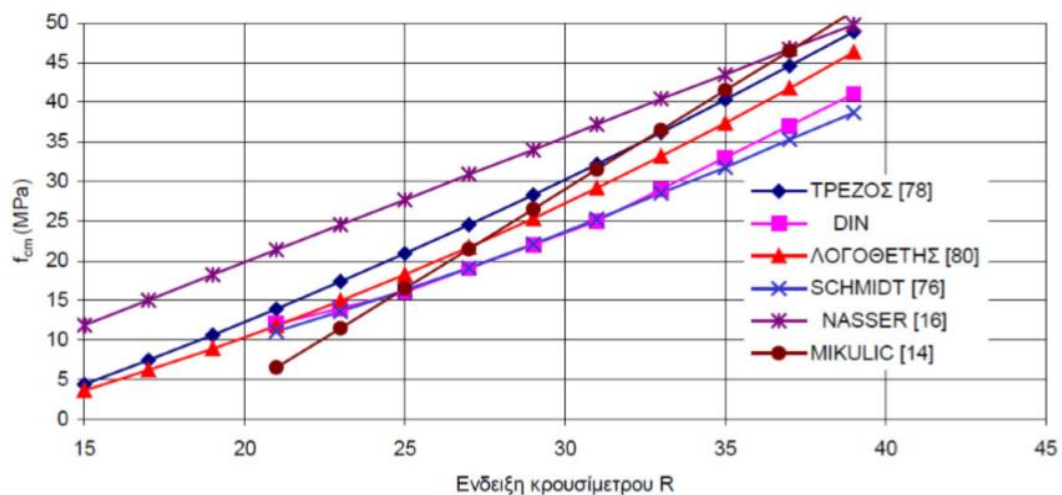
Η ποιοτική κατάταξη σύμφωνα με την κλίμακα Neville/Taywood (§ 3.5.2.9) βάσει των τελικών τιμών R για κάθε θέση είναι:

ΚΤΙΡΙΟ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
	ASTM C805-85	EN 12504-2
Εξαιρετική	2	9
Καλή	78	112
Μέτρια	145	166
Κακή	10	15
Απόμιξη / Ρωγμές	0	3
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>	<b>235</b>	<b>305</b>

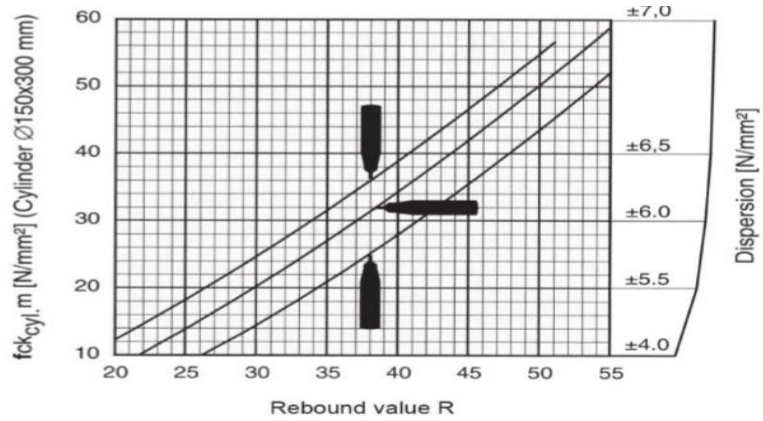
Πίνακας 6: Ποιοτική κατάταξη σύμφωνα με κλίμακα Neville/ Taywood

Από τη μελέτη των παραπάνω πινάκων διαπιστώνεται ότι οι τελικές τιμές R που υπολογίζονται από κάθε μέθοδο είναι σχεδόν ταυτόσημες και η διαφορά αυτών πολύ μικρότερη από την αβεβαιότητα της μεθόδου. Επιπλέον, διαπιστώνεται ότι το πρότυπο ASTM C805–85 είναι αυστηρότερο από το αντίστοιχο EN 12504–2, καθώςον βάσει αυτού αφ' ενός αριθμός θέσεων απορρίπτεται, αφ' ετέρου απορρίπτονται μεγαλύτερος αριθμός μετρήσεων ανά θέση. Για τον λόγο αυτόν, οι τιμές που προκύπτουν από το πρότυπο ASTM C805–85 θα χρησιμοποιηθούν, στη συνέχεια της παρούσης εργασίας, για τον έλεγχο της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος.

Οι τιμές που προκύπτουν από τη διαδικασία των κρουσιμετρήσεων μετατρέπονται σε μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος με την χρήση καμπυλών συσχέτισης. Στην βιβλιογραφία υπάρχουν αρκετές καμπύλες για τον υπολογισμό, ενώ αντίστοιχες καμπύλες δίδονται από την Proceq για το κρουσίμετρο που χρησιμοποιήθηκε. Στο Γράφημα 2 παρουσιάζονται καμπύλες συσχέτισης, ενώ στο Γράφημα 3 αυτές της Proceq.



Γράφημα 2. Καμπύλες συσχέτισης μέσης θλιπτικής αντοχής και ενδείξεως του κρουσιμέτρου (Τρέζος et al 1996)



Γράφημα 3. Καμπύλες συσχέτισης μέσης θλιπτικής αντοχής και ενδείξεως του κρουσιμέτρου για κρουσίμετρο Proceq

Για τον προσδιορισμό της μέσης θλιπτικής αντοχής χρησιμοποιήθηκαν δύο καμπύλες:

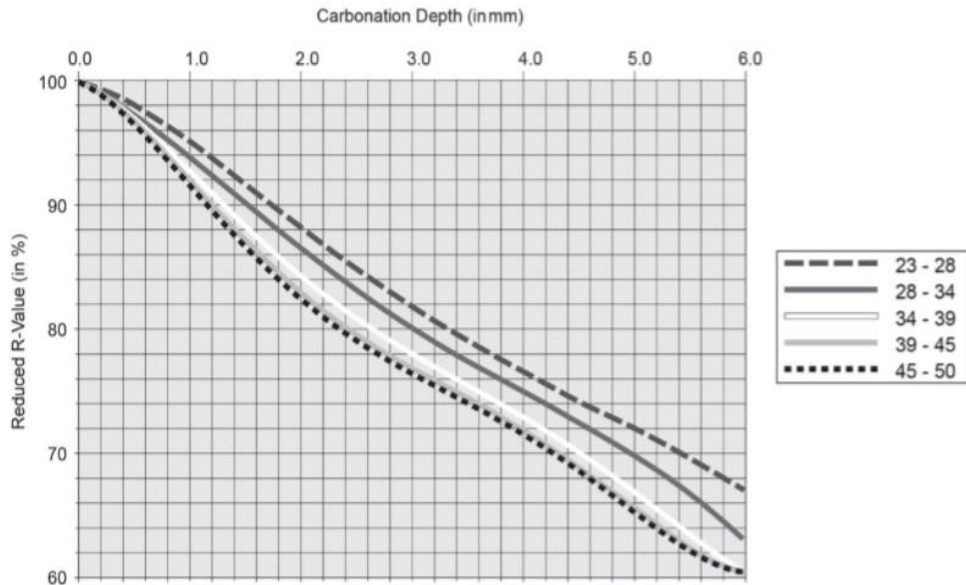
- α. Η καμπύλη Trezos (78) από το Γράφημα 2, και
- β. Οι καμπύλες της Proceq από το Γράφημα 3

Τέλος, οι υπολογισθείσες τιμές μέσης θλιπτικής αντοχής απομειώθηκαν λόγω ενανθράκωσης. Σημειώνεται ότι η **ενανθράκωση**, μετά από σχετικές δοκιμές σε διάφορα σημεία του κτιρίου, εκτιμήθηκε κατά μέσον όρο στα **60 mm**.



Έλεγχος Ενανθράκωσης Σκυροδέματος

Στην πρώτη περίπτωση [καμπύλη Trezos (78)], η απομείωση έγινε σύμφωνα με τη σχέση της παραγράφου 3.5.2.5 (Τρέζος et al 1994). Η απομείωση, για την υπολογισθείσα τιμή των 60 mm ενανθράκωσης είναι 66 %. Στη δεύτερη περίπτωση, όπου οι υπολογισμοί γίνονται με τις καμπύλες της Proceq, η απομείωση λόγω ενανθράκωσης γίνονται με το αντίστοιχο διάγραμμα του εγχειριδίου του κρουσιμέτρου (Γράφημα 4), η οποία για το βάθος των 6 mm, (το μέγιστο βάθος που θεωρείται ότι η ενανθράκωση επηρεάζει τις τιμές) είναι 37 %.



Γράφημα 4. Καμπύλες απομείωσης τιμής R λόγω ενανθράκωσης για το κρουσίμετρο Proceq

Οι τελικές τιμές μέσης θλιπτικής αντοχής είναι οι παρακάτω:

Πρότυπο	Μ.Ο. τιμής R	Αντοχή χωρίς ενανθράκωση		Αντοχή με ενανθράκωση	
		Trezos	Εγχειρίδιο	Trezos	Εγχειρίδιο
ASTM C805-85	33,12	37	24,8	10,9	10,8

Πίνακας 7: Τελικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος

Από τα παραπάνω, φαίνεται ότι η απομένουσα θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος του κτιρίου προσεγγίζει την τιμή των 11 MPa. Εάν, όμως, λάβουμε υπ' όψιν τις διαστάσεις των δομικών στοιχείων, το γεγονός ότι το μεγαλύτερο μέρος της διατομής κάθε δομικού στοιχείου δεν έχει υποστεί ακόμα ενανθράκωση, καθώς και το γεγονός ότι έχει ήδη τεθεί, στους υπολογισμούς, συντελεστής απομείωσης της αντοχής, εκτιμάται ότι μία μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος **16 MPa** προσεγγίζει σε ικανοποιητικό βαθμό την αντοχή του σκυροδέματος σε όλο το κτίριο. Στην επόμενη σελίδα φαίνονται αναλυτικά οι πίνακες με τους υπολογισμούς που εκτελέστηκαν.

Σημείο	Υποστέγωμα	Ένδειξη Κρουσιμέτρου																Υψος (m)	Κατεύθυνση	Μ.Ο.	Μ.Ο. + 5	Μ.Ο. - 5	ΤΕΛΙΚΟΣ Μ.Ο.	Αντοχή	Ενανθράκωση		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16										
1	K7	36	39	38													1,3	→	37,60	42,60	32,60	37,60					
2	K8	34	36	40	42	48	38	46	42	42	42						1,3	→	40,96	45,96	35,96	40,96					
3	K10	46	33	34	37	50	50	38	42	49	43						1,3	→	42,10	47,10	37,10	42,10					
4	K12	36	34	40	42	34	29	42	35	39	36						2,6	→	36,47	41,47	31,47	36,47					
5	K14	34	37	27	42	33	41	25	37	36	40						1,3	→	35,18	40,18	30,18	35,18					
6	K17	31	34	24	26	22	20	33	26	28	26						1,3	→	27,00	32,00	22,00	27,00					
7	K18	42	32	38	22	28	14	37	33	22	42						1,3	→	31,02	36,02	26,02	31,02					
8	K20	38	32	36	34	24	39	40	34	22	36	38	39				1,3	→	34,30	39,30	29,30	34,30					
9	K22	32	26	25	29	24	29	28	28	30	32						1,3	→	28,32	33,32	23,32	28,32					
10	K23	38	37	42	36	35	36	42	29	51	30						1,3	→	37,55	42,55	32,55	37,55					
11	K23	43	43	38	40	40	34	41	34	38	39	39	46	42	31	41	33	2,6	→	36,73	41,73	31,73	36,73				
12	K31	30	30	18	30	25	31	18	16	35	25						2,6	→	25,77	30,77	20,77	25,77					
13	K32π	35	35	40	39	34	43	43	32	34	42	34	40	33	39	38	3,9	→	35,24	40,24	30,24	35,24					
14	K32π	30	30	30	34	32	40	31	35	28	38	39	42	34	39	33	2,6	→	32,23	37,23	27,23	32,23					
15	K32π	38	30	30	40	27	38	38	28	39	32	27	38				1,3	→	33,68	38,68	28,68	33,68					
16	K33	24	23	29	28	25	22	32	28	24	27						1,3	→	26,08	31,08	21,08	26,08					
17	K39	38	42	42	35	34	41	39	46	36	34						1,3	→	38,69	43,69	33,69	38,69					
18	K40π	34	28	33	25	28	37	40	32	32	31						3,9	→	31,86	36,86	26,86	31,86					
19	K40π	28	30	32	38	38	32	30	39	29	35						2,6	→	32,99	37,99	27,99	32,99					
20	K40π	25	26	32	32	30	34	30	32	43	31						1,3	→	31,51	36,51	26,51	31,51					
21	K42	32	18	34	34	37	24	30	32	37	38						2,6	→	31,60	36,60	26,60	31,60					
22	K42	31	36	39	39	28	34	33	34								1,3	→	34,20	39,20	29,20	34,20					
23	K43	31	36	39	39	28	34	33	34								1,3	→	34,20	39,20	29,20	34,20					
24	K48	28	30	26	28	27	25	32	24	25	24						1,3	→	26,74	31,74	21,74	26,74					
25	K50	32	35	38	30	31	31	31	29	28	34						2,6	→	31,76	36,76	26,76	31,76					
26	K51	31	19	29	24	31	28	33	42	21	36						2,6	→	29,36	34,36	24,36	29,36					
27	K54	26	31	29	35	32	32	30	28	33	30						2,6	→	30,57	35,57	25,57	30,57					
28	K56	34	43	41	34	32	40	40	39								2,6	→	37,80	42,80	32,80	37,80					
29	K56	32	28	59	27	32	41	36	41								1,3	→	37,04	42,04	32,04	37,04					
30	K56π	36	41	33	32	32	28	30	16	32	28						3,9	→	30,60	35,60	25,60	30,60					
31	K56π	30	27	29	28	28	26	28	42	32	31						2,6	→	29,97	34,97	24,97	29,97					
32	K56π	28	32	34	32	34	33	30	40	43	28						1,3	→	33,34	38,34	28,34	33,34					
33	K64π	28	32	28	26	33	30	30	31	30	26						2,6	→	29,33	34,33	24,33	29,33					
34	K64π	38	38	31	40	37	32	36	32	37	32						1,3	→	35,22	40,22	30,22	35,22					
ΤΕΛΙΚΟΣ Μ.Ο.																									33,15		

Πίνακας 8: Αναλυτικός πίνακας επεξεργασίας κρουσιμετρήσεων κτιρίου Υποστέγου Οχημάτων κατά πρότυπο ASTM 805-85



## Κεφάλαιο 4

### Ανελαστική Στατική Ανάλυση

#### 4.1 Γενικά

Η ανελαστική στατική ανάλυση τείνει να καθιερωθεί ως η κύρια μέθοδος ανάλυσης υφιστάμενων κατασκευών με σκοπό τη σεισμική αποτίμηση τους. Τα τελευταία χρόνια υιοθετήθηκε, σε διάφορες παραλλαγές, από πολλούς κανονισμούς μεταξύ των οποίων ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η υπόψη μέθοδος είναι απλούστερη και πιο προσιτή από την ανάλυση με χρονοϊστορίες (ανελαστική δυναμική ανάλυση), χωρίς να υστερεί ως προς την ακρίβεια με την οποία προσεγγίζεται τη συμπεριφορά της κατασκευής. Βασίζεται στη γνωστή ανάλυση "Pushover" και στοχεύει στην εκτίμηση, κυρίως, του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων αλλά και των εντατικών μεγεθών που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

#### 4.2 Προϋποθέσεις Εφαρμογής

Για να εφαρμοσθεί η ανελαστική στατική ανάλυση θα πρέπει να πληρούνται οι εξής προϋποθέσεις:

α. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν πρέπει να είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση, όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν, πραγματοποιείται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση. Οι δυναμικές, αυτές, αναλύσεις γίνονται με χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 ( $\alpha=1$ ). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη. Τότε επιτρέπεται η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης σε συνδυασμό, όμως, με μία συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Όλοι οι έλεγχοι διεξάγονται και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

β. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) συνιστάται να είναι τουλάχιστον "Ικανοποιητική".

#### 4.3 Βήματα εφαρμογής της μεθόδου

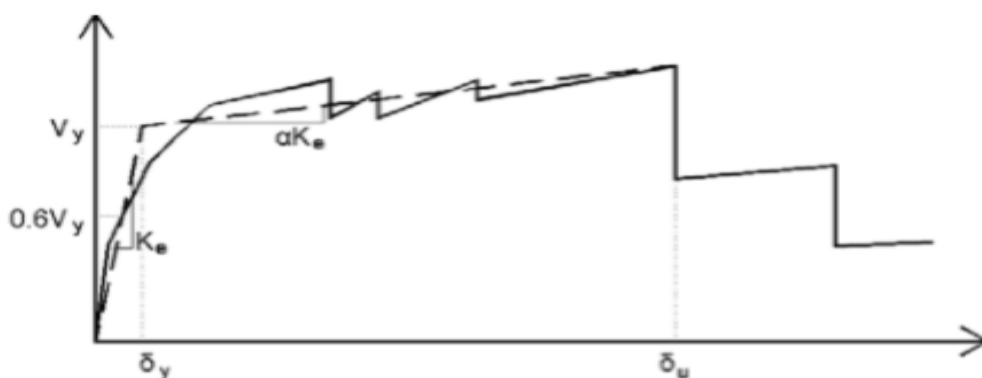
Πρώτο βήμα για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η μόρφωση του υπολογιστικού προσομοιώματος της κατασκευής, το οποίο θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μή γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Αυτό, κατά κανόνα, επιτυγχάνεται θεωρώντας τις ανελαστικές

παραμορφώσεις συγκεντρωμένες σε ορισμένες κρίσιμες θέσεις (πλαστικές αρθρώσεις), η συμπεριφορά των οποίων περιγράφεται με τη βοήθεια απλοποιημένων πολυγραμμικών διαγραμμάτων εντασιακού μεγέθους - μετακίνησης ή εντασιακού μεγέθους - παραμόρφωσης (συνήθως ροπής - στροφής).

Δεύτερο βήμα για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η υποβολή του προσομοιώματος 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. Κατά την παραπάνω διαδικασία, κάθε φορά που κάποια διατομή ξεπερνά το όριο διαρροής της και εισέρχεται στην πλαστική περιοχή (σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως) το προσομοίωμα τροποποιείται με την εισαγωγή αρθρώσεως στο σημείο που επέρχεται διαρροή και ακολούθως συνεχίζεται η διαδικασία της επαυξητικής φόρτισης.

Κάθε φορά που κάποια διατομή διαρρέει, καταγράφεται η τέμνουσα βάσεως (άθροισμα οριζόντιων φορτίων) και η μετακίνηση του χαρακτηριστικού εκείνου σημείου του φορέα ο οποίος έχει επιλεγεί ως κόμβος ελέγχου (συνήθως λαμβάνεται ως κόμβος ελέγχου η κορυφή του κτιρίου). Η καμπύλη που προκύπτει (καμπύλη τέμνουσας βάσης - μετακίνησης κορυφής) ονομάζεται καμπύλη αντιστάσεως και αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Στη συνέχεια, η μη γραμμική σχέση δύναμης - μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (πρωτογενής καμπύλη αντιστάσεως) θα αντικαθίσταται από μία εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας  $K_e$  και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής  $F_y$  του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με  $\alpha K_e$ . Η καμπύλη αυτή συνιστά την καμπύλη αντιστάσεως ενός ισοδύναμου (με την προς εξέταση κατασκευή) μονοβάθμιου συστήματος το οποίο έχει πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  και αντίστοιχη δύναμη διαρροής  $F_y$ .



Γράφημα 5. Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Ακολούθως, επιλέγεται η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) και υπολογίζεται η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση (στοχευόμενη μετακίνηση). Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου και ισούται με την μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού μονοβαθμίου συστήματος, το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση (πολλαπλασιασμός με διορθωτικούς συντελεστές) ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικώς αποκρινόμενου κτιρίου. Η διόρθωση αυτή επιβάλλεται, προκειμένου να εξαλειφθούν:

- α. Η διαφορά ελαστικής - ανελαστικής μετακίνησης.
- β. Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβαθμίου συστήματος και του κόμβου ελέγχου του κτιρίου.
- γ. Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβαθμίου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση.
- δ. Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση.
- ε. Επιπροσθέτως, η στοχευόμενη μετακίνηση θα πρέπει να επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα.

Στο τελευταίο βήμα της μεθόδου γίνεται έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας, για την επιλεγθείσα σεισμική δράση και την αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση. Για τα πλάστιμα δομικά στοιχεία ελέγχεται ότι η παραμόρφωσή τους (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου, ενώ για τα δομικά στοιχεία που εμφανίζουν ψαθυρούς τρόπους αστοχίας ελέγχεται ότι τα αναπτυσσόμενα σ' αυτά εντατικά μεγέθη δεν υπερβαίνουν τα εντατικά μεγέθη διαρροής.

#### **4.4 Σημαντικότερες διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ που αφορούν στην Ανελαστική Στατική Ανάλυση**

##### **4.4.1 Προσομοίωση**

- α. Το προς αποτίμηση ή ανασχεδιασμό κτίριο θα προσομοιώνεται, εν γένει, σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1 [5.4.1.α].
- β. Γενικώς, το κτίριο θα αναλύεται ως ένα χωρικό μόρφωμα αποτελούμενο από επιμέρους φορείς και δομικά στοιχεία. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η χρήση δισδιάστατου προσομοιώματος εφόσον το κτίριο πληροί τις παρακάτω προϋποθέσεις [5.4.1]:

(1) Υπάρχουν απαραμόρφωτα διαφράγματα και οι στρεπτικές επιρροές δεν υπερβαίνουν τα όρια που προδιαγράφονται στην παράγραφο 5.4.2, ή λαμβάνονται υπόψη με τον τρόπο που περιγράφεται στην παράγραφο 5.4.2, ή

(2) Υπάρχουν ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.4.6.

γ. Η προσομοίωση πρέπει να λαμβάνει υπ' όψιν τις πραγματικές συνθήκες στηρίζεως στο έδαφος. Σε κτίρια με υπόγειο που περιβάλλεται από μονολιθικά τοιχώματα, μπορεί να θεωρείται πλήρης πάκτωση των στύλων του ισογείου στη βάση τους. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις πρέπει να αιτιολογείται επαρκώς η ενδεχόμενη παραδοχή πάκτωσης στη στάθμη θεμελίωσης, λαμβάνοντας υπ' όψιν και το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης [5.4.1.α].

δ. Στις μή γραμμικές μεθόδους αναλύσεως θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα και συνδέσεις οι οποίες είναι ασθενέστερες ή λιγότερο πλάστιμες από τα στοιχεία τα οποία συνδέουν [5.4.1.β].

ε. Το προσομοίωμα που θα χρησιμοποιηθεί πρέπει να συμπεριλάβει τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία. Η μείωση της δυσκαμψίας και της αντίστασης των κύριων και των δευτερευόντων στοιχείων στη μετελαστική φάση της απόκρισής τους θα προσομοιώνεται άμεσα με τη χρήση κατάλληλων καταστατικών νόμων. Στην περίπτωση της απλοποιημένης ανελαστικής στατικής ανάλυσης και υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στην παράγραφο 5.4.3.α το προσομοίωμα μπορεί να περιλαμβάνει μόνο τα κύρια στοιχεία, ενώ η φάση εξασθένησης της αντιστάσεως του στοιχείου δεν θα προσομοιώνεται [5.4.3.β].

στ. Οι τοιχοπληρώσεις συμπεριλαμβάνονται υποχρεωτικά στο προσομοίωμα όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Εξαιρούνται κτίρια τα οποία, ανεξαρτήτως εφαρμοσθέντος κανονισμού, ικανοποιούν τις προϋποθέσεις της παραγράφου 5.1.2 του ΕΚ 8-1 για κατάταξη στην κατηγορία των διπλών συστημάτων που είναι ισοδύναμα προς σύστημα τοιχωμάτων, ή των συστημάτων τοιχωμάτων και κτίρια των οποίων οι τοιχοποιίες πληρώσεως δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15% σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου [5.4.4.β & 5.9].

ζ. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ 8-1.

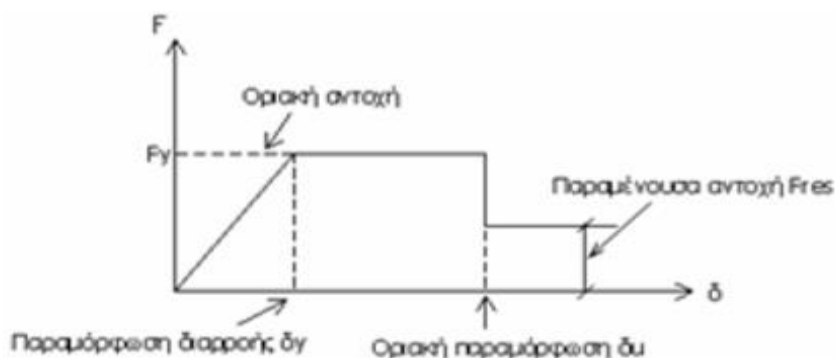
η. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης

κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά [5.7.3.1.γ].

θ. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φορτίσεως μέχρις αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του [5.7.3.1.ε].

ι. Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου μιας κρίσιμης περιοχής δομικού στοιχείου ή μίας σύνδεσης στοιχείων (κόμβου) περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους "F" συναρτήσεως της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης "δ". Το είδος, η διεύθυνση κ.τ.λ. του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, στην κρίσιμη περιοχή ή στην σύνδεση. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης. Για τα στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής "θ" στα άκρα του στοιχείου [7.1.2.1.α].

ια. Η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F-δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος είναι γενικώς επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) "διαρροή" του στοιχείου (ή της κρίσιμης περιοχής του στοιχείου, ή της σύνδεσης δύο ή περισσότερων στοιχείων), μετά την οποία η καμπύλη F-δ μπορεί να λαμβάνεται περίπου οριζόντια [7.1.2.2.α].



Γράφημα 6. Προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F-δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος

ιβ. Η αντίσταση διαρροής  $F_y$  μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η οριακή αντοχή για το ωπλισμένο σκυρόδεμα υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του EC2 με χρήση, όμως, των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών αντί των τιμών σχεδιασμού [7.2.1.α].

ιγ. Στις περιπτώσεις που αναμένεται εξασθένηση της αντοχής λόγω ανακύκλισης ή λόγω φαινομένων 2ας τάξεως και προκειμένου να αποφευχθούν αριθμητικές αστάθειες, συνιστάται και πάλι η χρήση οριζόντιου μετελαστικού κλάδου, αλλά με κατάλληλη μείωση και της αντοχής διαρροής [7.1.2.3].

ιδ. Ως αστοχία ορίζεται η σημαντική και συχνά απότομη μείωση της αντίστασης  $F$  υπό μονοτονικώς αυξανόμενη παραμόρφωση ή υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Υπό την έννοια αυτή, μπορεί να θεωρηθεί ως “αστοχία” μία μείωση της αντίστασης ίση περίπου με 20% της μέγιστης τιμής της. Ως παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , επομένως, ορίζεται η τιμή εκείνη που αντιστοιχεί σε απόκριση  $F$  μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης [7.1.2.4].

ιε. Μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$  μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση, λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση  $\delta$ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας και ονομάζεται απομένουσα αντίσταση. Λαμβάνεται ίση με το 25% της οριακής αντοχής των κτιρίων και η τιμή της ενδιαφέρει μόνο για λόγους προσομοίωσης της ανελαστικής απόκρισης πλαστικών στοιχείων [7.1.2.5].

ιστ. Οι μετακινήσεις ή παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας υπολογίζονται από αναλυτικές σχέσεις ή πίνακες [7.2.2], [7.2.4], [Παράρτημα 7A] & [Παράρτημα 7B]. Για τη μετακίνηση ή παραμόρφωση μηδενισμού της αντίστασης υπό τα φορτία βαρύτητας δεν δίδεται ιδιαίτερος τρόπος υπολογισμού.

#### **4.4.2 Ανάλυση**

α. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου) σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο, τουλάχιστον, διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται υπ' όψιν (κατά το δυνατόν) η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1 μπορούν να εφαρμοσθούν οι εξής δύο κατανομές [5.7.3.3]:

(1) “Ομοιόμορφη”, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα με τη μάζα κάθε ορόφου και ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).

(2) “Ιδιομορφική”, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

β. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται, εν γένει, σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο [5.7.3.1.β].

γ. Ως κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται το κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκειμένου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια φορτία [5.7.3.2].

δ. Η καμπύλη αντιστάσεως  $V-\delta$  θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από τη μετακίνηση για την οποία θα γίνεται ο έλεγχος [5.7.3.1.α]. Κατ' ελάχιστον θα χαράσσεται έως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης εφόσον, βεβαίως, δεν έχει επέλθει αστοχία του φορέα. Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη πλήρους καμπύλης αντιστάσεως, δηλαδή μέχρι τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα [Σ.5.7.3.1.α].

ε. Η πρωτογενής καμπύλη αντιστάσεως  $V-\delta$  αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας  $K_e$  και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής  $V_y$  του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντιστάσεως συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με  $\alpha K_e$ . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης. Η πρωτογενής και η εξιδανικευμένη καμπύλη τέμνονται για  $V=0,6V_y$  και  $\delta=\delta_u$  [5.7.3.4].

στ. Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντιστάσεως. Υπολογίζεται από τη σχέση :

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}$$

όπου  $T$  η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση,  $K_o$  η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  όπως υπολογίζεται από την εξιδανικευμένη καμπύλη  $V-\delta$ .

#### **4.4.3 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης**

Εάν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_i$  επιτρέπεται να υπολογισθεί από τον παρακάτω τύπο (μέθοδος των Συντελεστών, κατά FEMA 256, όπως υιοθετήθηκε και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [Σ.5.7.4.2.α]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e/2\pi)^2 S_{e(T)}, \text{ όπου:}$$

$T_e$  : η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής.

$S_{e(T)}$  : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση από το φάσμα του ΕΚ 8-1 που αντιστοιχεί στην  $T_e$ .

$C_0$  : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα ( $S_d = [T_e^2/4\pi^2] * S_e$ ) με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικώς αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 για αριθμό ορόφων 1,2,3,5 και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

$C_1$  : Ο λόγος  $C_1 = \delta_{inel}/\delta_{el}$  της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική. Λαμβάνεται από τις σχέσεις:  $C_1 = 1.0$  για  $T \geq T_c$  και  $C_1 = [1.0 + (R-1)T_c/T]/R$  για  $T < T_c$ , όπου  $T_c$  η τιμή της περιόδου στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος αποκρίσεως (βλ. ΕΚ 8-1) και  $R = V_{el}/V_y$  ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση

$$R = \frac{S_e / g}{V_y / W} C_m,$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής  $V_y$  υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου, όπως ορίζεται στην παράγραφο 5.7.3.4 (βλ. και Γράφημα 1, σελ. 91). Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος  $V_y/W$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

$C_2$  : Συντελεστής που λαμβάνει υπ' όψιν την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστερήσεως στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα. Για τιμές  $T$  μεταξύ 0.1s και  $T_c$  πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
«Άμεση Χρήση»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 9: Τιμές συντελεστού  $C_2$ .



Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν από το 1985, ή κτίρια όπου η καμπύλη αντιστάσεώς τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτίρια από το 1985 και εκείθεν, ή κτίρια όπου η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, στον παραπάνω πίνακα γίνεται διαφοροποίηση του  $C_2$  ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

$C_3$  : Συντελεστής που λαμβάνει υπ' όψιν την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς  $1+5(\theta-0.1)/T$ , όπου  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. ΕΚ 8-1). Στη συνήθη περίπτωση (κτίρια από Ω.Σ. και τοιχοποιία), όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται  $C_3 = 1.0$ .

#### **4.4.4 Έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας**

Ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στην επιλεχθείσα σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού). Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου. [5.7.1.2.γ].

Ο έλεγχος των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για συνδεδυασμένη δράση των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού σχεδιασμού. Το κτίριο αναλύεται δύο φορές για φορτία σε δύο διευθύνσεις, X και Y.

Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, καθώς και για τοιχοπληρώσεις, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, ενώ για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών [9.3.1].

## **Κεφάλαιο 5**

### **Περιγραφή του Κτιρίου και του Υπολογιστικού Προσομοιώματος**

#### **5.1 Περιγραφή κτιρίου**

##### **5.1.1 Γενικά**

Το κτίριο της παρούσης εργασίας είναι, όπως προαναφέρθηκε, υπόστεγο συντήρησης οχημάτων της Στρατιωτικής Υπηρεσίας. Έχει πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων και περιμετρική, ως επί το πλείστον, διάταξη τοιχοπληρώσεων μέτριας ποιότητας. Η διαφορετική φιλοσοφία των παλαιότερων κανονισμών από τις νεώτερες αντιλήψεις περί αντισεισμικού σχεδιασμού έχουν ως αποτέλεσμα την ύπαρξη ενδείξεων περί χαμηλότερης ποιότητας κατασκευής (μικρότερος αριθμός συνδετήρων, ανεπαρκείς αγκυρώσεις/ματίσματα των διαμήκων οπλισμών) και εν γένει ανεπαρκούς πλαστιμότητας και δυσκαμψίας.

##### **5.1.2 Χαρακτηριστικά κτιρίου**

Στο υπό μελέτη κτίριο υφίστανται δύο διατάξεις κατασκευαστικών αρμών. Η πρώτη διαχωρίζει το κτίριο σε δύο όμοια τμήματα κατά τη μικρή διάσταση αυτού, ενώ η δεύτερη διαχωρίζει την πρώτη σειρά φατνωμάτων από τις υπόλοιπες κατά μεγάλη διάσταση με σκοπό την τοποθέτηση γερανογέφυρας. Το υπόστεγο του κτιρίου αποτελείται από κεκλιμένες πλάκες από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Το κτίριο σχεδιάσθηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Σύμφωνα με τα ευρήματα των μή καταστρεπτικών ελέγχων, όπως προαναφέρθηκε, χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα B225 (C16/20). Το βάρος του ωπλισμένου σκυροδέματος είναι  $24 \text{ KN/m}^3$  για κανονικό σκυρόδεμα C, ενώ το μέτρο ελαστικότητας  $E_b$  ελήφθηκε στην τιμή των  $21.000 \text{ N/mm}^2$ , συνεκτιμώντας σχετική μελέτη περί «Διαχρονικής θεώρησης των αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών βάσει των κανονισμών» (Μαρία Καραβεζύρογλου, Καθ. Τμημ. Πολ. Μηχ/κων ΑΠΘ) όπου χαρακτηριστικά αναφέρεται:

του σκυροδέματος. Στον κανονισμό του 1954 υπήρχε η παραδοχή της γραμμικής κατανομής των θλιπτικών τάσεων στην εκ κάμψεως θλιβόμενη ζώνη, οπότε και η συνισταμένη αυτών ήταν σαφώς μικρότερη εκείνης που προκύπτει κατά τους μεταγενέστερους κανονισμούς **Σχήμα 1**. Κατά τον ίδιο κανονισμό το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ήταν σταθερό για όλες τις κατηγορίες και είχε την τιμή  $E_b = 14\ 000\text{N/mm}^2$  για τον υπολογισμό τάσεων και  $E_b = 21\ 000\text{N/mm}^2$  για τον υπολογισμό μεγεθών παραμορφώσεων. Η μέγιστη βράχυνση του σκυροδέματος προέκυπτε έμμεσα από την επίτευξη της τιμής της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη από κάμψη.

Για τους σιδηροπλισμούς και τους συνδετήρες χρησιμοποιήθηκε λείος χάλυβας Stahl I, όπως διαπιστώθηκε από τον οπτικό έλεγχο που διενεργήθηκε σε αποκεκαλυμμένα τμήματα των φερόντων στοιχείων. Ο χάλυβας Stahl I αντιστοιχεί σε χάλυβα ποιότητας S220. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 3.1), σε περίπτωση χάλυβα Stahl I δύναται να ληφθεί χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή 240 MPa. Η ΣΑΔ, στην περίπτωση αυτή, χαρακτηρίζεται ως «ικανοποιητική» (παραγρ. 3.7.2.1). Το μέτρο ελαστικότητας  $E_s$  ελήφθηκε στην τιμή των  $2,1 \cdot 10^6\text{ Kg/cm}^2$ , συνεκτιμώντας την προαναφερθείσα μελέτη περί «Διαχρονικής θεώρησης των αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών βάσει των κανονισμών» (Μαρία Καραβεζύρογλου, Καθ. Τμημ. Πολ. Μηχ/κων ΑΠΘ) όπου χαρακτηριστικά αναφέρεται για τον χάλυβα:

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΑΝΤΟΧΩΝ ΧΑΛΥΒΑ

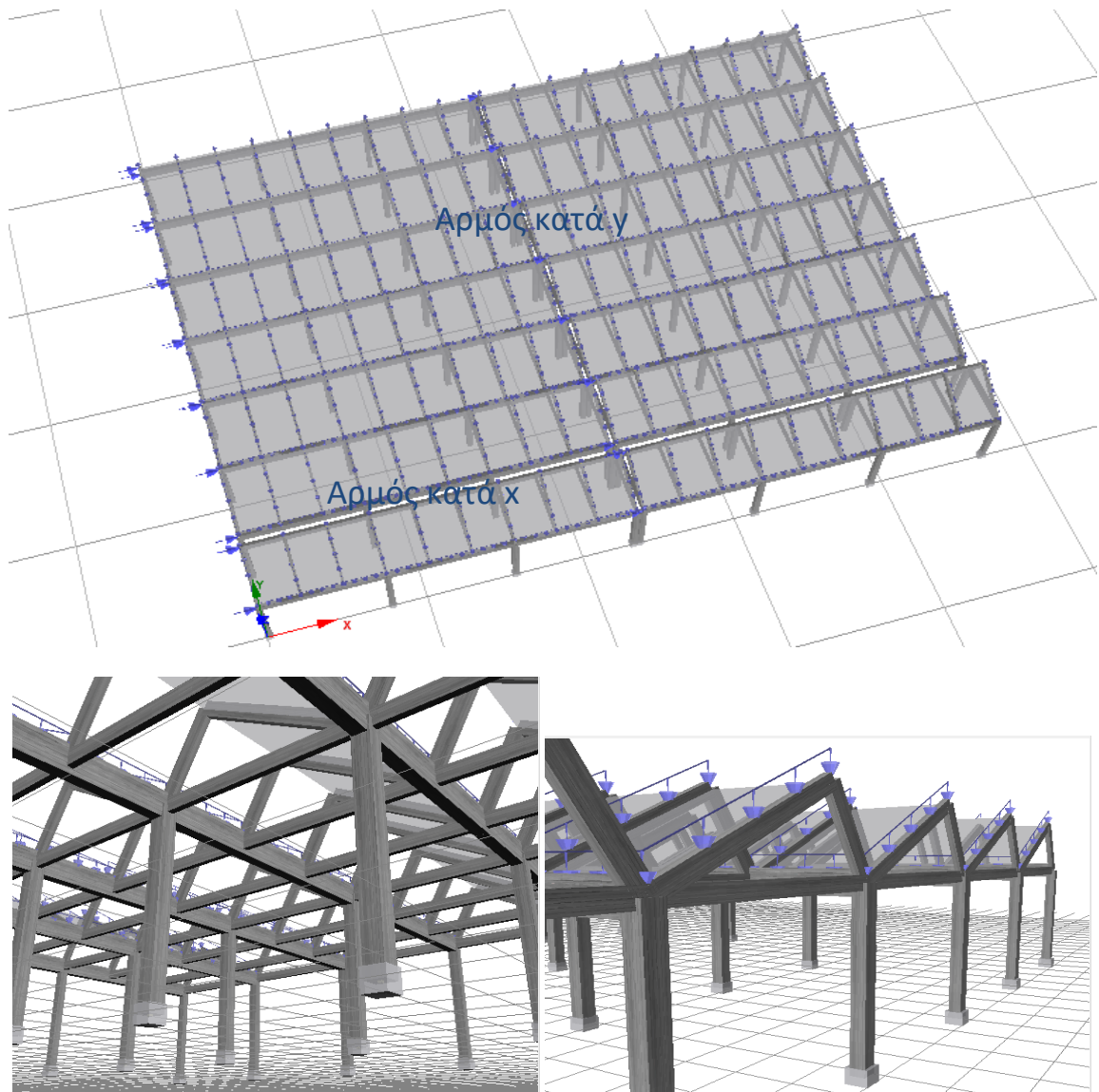
Κατά τον ελληνικό κανονισμό του 1954 “Πίνακας 2” οι ποιότητες του χάλυβα των οπλισμών (I, III και IV) είχαν επιτρεπόμενες τάσεις 1400 έως  $2400\text{kg/cm}^2$ , των οποίων οι τιμές προέκυπταν προσεγγιστικά από το όριο διαρροής με θεώρηση ενός συντελεστή ασφαλείας μεταξύ 1.5 και 1.75. Οι μειωμένες τιμές των επιτρεπομένων τάσεων για τον χάλυβα των οπλισμών μπορεί να θεωρηθεί ότι καλύπτουν τις αναμενόμενες αβεβαιότητες κατά την κατασκευή. Για τους υπολογισμούς το μέτρο ελαστικότητας ήταν σταθερό για όλους τους χάλυβες και ίσο με  $2.1 \cdot 10^6\text{ kg/cm}^2$ .

### 5.1.3 Κατασκευαστικά σχέδια

Κατόπιν των μετρήσεων και των μη καταστρεπτικών ελέγχων που διεξήχθησαν, υπολογίσθηκαν οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων – δοκών, καθώς και οι διάμετροι και η διάταξη των χαλύβδινων οπλισμών και συνδετήρων. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων φαίνονται στο Παράρτημα «Α», ενώ οι διαμήκεις οπλισμοί, η διάταξη των συνδετήρων και οι οπλισμοί των κεκλιμένων πλακών φαίνονται στο Παράρτημα «Β».

## 5.2 Προσομοίωση φορέα

Η ανάλυση του κτιρίου έγινε εξ' ολοκλήρου στο πρόγραμμα Seismostruct, το οποίο είναι ένα λογισμικό πακέτο υπολογισμού συμπεριφοράς χωρικών πλαισίων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση, λαμβάνοντας υπ' όψιν τόσο τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες όσο και την ανελαστικότητα των υλικών. Στην επόμενη εικόνα παρουσιάζεται η εικόνα του φορέα ολόκληρου του κτιρίου, όπως κατασκευάστηκε στο πρόγραμμα.



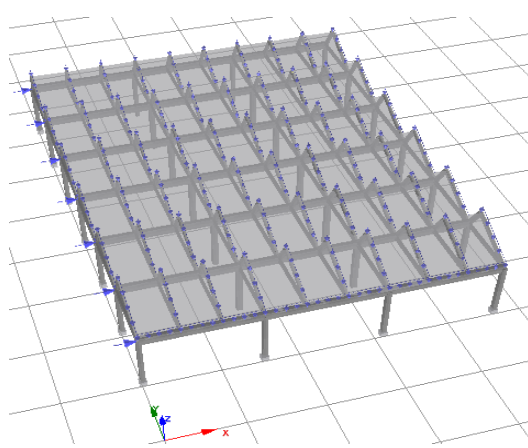
Εικόνα 25. Κάτοψη και λεπτομέρειες ολοκληρωμένου φορέα σε περιβάλλον Seismostruct

Επειδή:

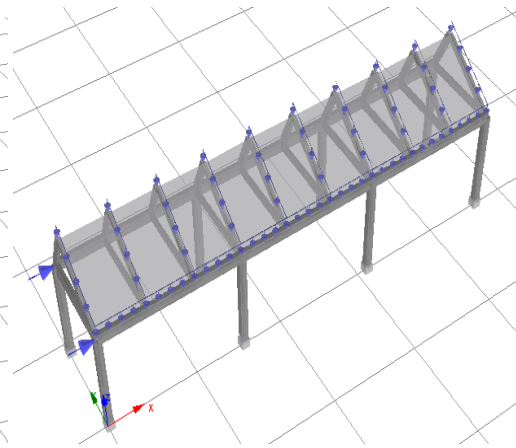
(α) Το κτίριο, όπως προαναφέρθηκε, περιλαμβάνει έναν κατασκευαστικό αρμό σε κάθε μία από τις διαστάσεις του

(β) Η ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς ολόκληρου του κτιρίου στο πεδίο «Processor» του SEISMOSTRUCT, κατόπιν δοκιμών, διαπιστώθηκε ότι διαρκεί επί μακρό χρονικό διάστημα (κατ' εκτίμηση 45')

το κτίριο εξετάσθηκε ξεχωριστά στα επιμέρους τμήματα που δημιουργούνται από τους κατασκευαστικούς αρμούς, όπως φαίνεται στην επόμενη προβολή. Συγκεκριμένα, έγινε ανάλυση του άνω (αρ) τεταρτημορίου και του κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ . Δεν απαιτήθηκε ανάλυση για τα υπόλοιπα δύο τεταρτημόρια, καθόσον αυτά είναι σχεδόν πανομοιότυπα.



Εικόνα 26: Άνω (αρ) τεταρτημόριο

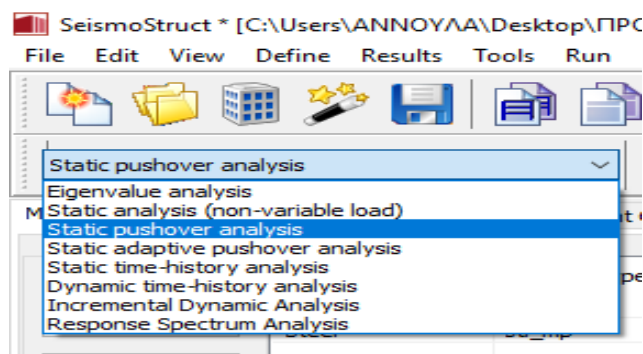


Εικόνα 27: Κάτω (αρ) τεταρτημόριο

Παρακάτω, αναλύεται η πορεία μόρφωσης και ανάλυσης του άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά τη διεύθυνση  $x$ .

### 5.2.1 Επιλογή Μεθόδου Αναλύσεως – Pre-Processor

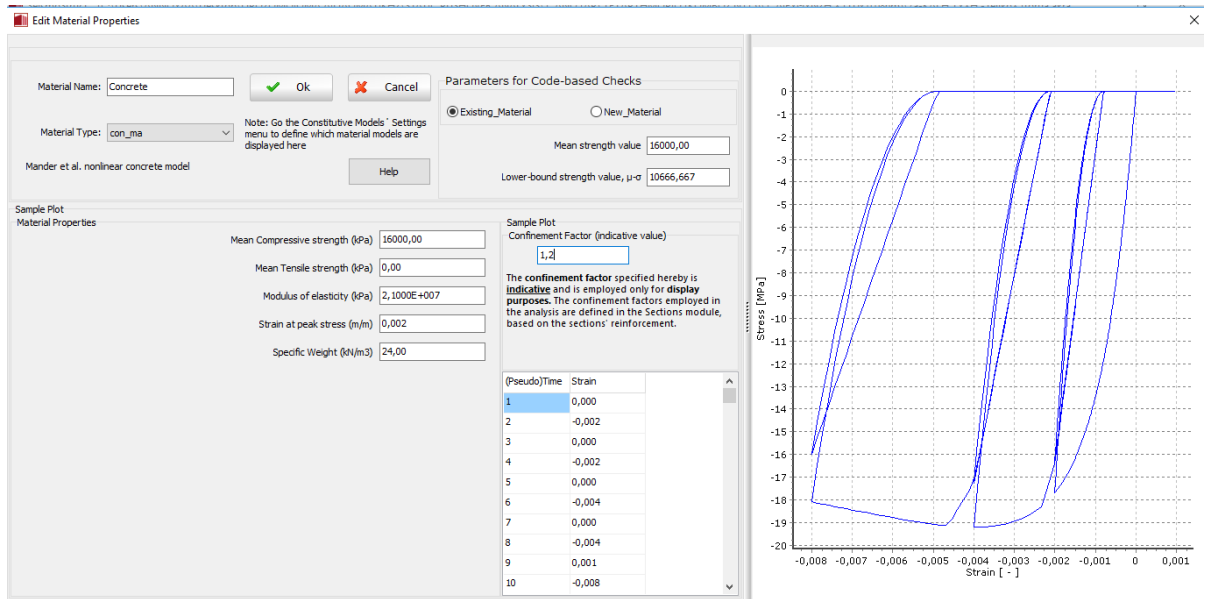
Στην αρχική επιφάνεια εργασίας του Seismostruct επιλέχθηκε, αρχικώς, από το αντίστοιχο παράθυρο, η ανάλυση του φορέα διά της μεθόδου της Ανελαστικής Στατικής Αναλύσεως (Static Pushover Analysis). Η εισαγωγή των υπόλοιπων δεδομένων γίνεται στο πεδίο Pre-Processor του προγράμματος.



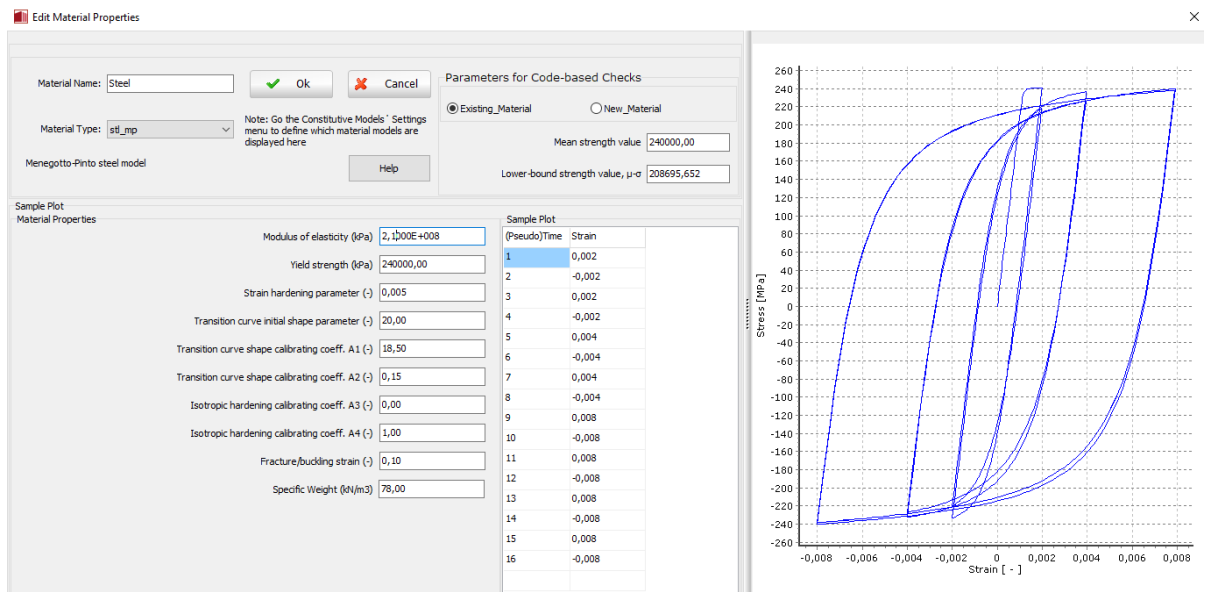
Εικόνα 28: Επιλογή Static Pushover Analysis

## 5.2.2 Επιλογή Ιδιοτήτων Υλικών

Η επιλογή των ιδιοτήτων των υλικών σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών έγινε στο πεδίο «Materials». Όπως προαναφέρθηκε, για το σκυρόδεμα επιλέχθηκε χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη  $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ , ενώ για τον χάλυβα οπλισμών επιλέχθηκε εφελκυστική αντοχή  $f_y = 240 \text{ MPa}$ . Στις επόμενες εικόνες παρουσιάζονται όλες οι ιδιότητες των υπόψη υλικών που επελέχθησαν μέσω του λογισμικού.



Εικόνα 29: Επιλογή ιδιοτήτων υλικών σκυροδέματος



Εικόνα 30: Επιλογή ιδιοτήτων υλικών χάλυβα σιδηροοπλισμών

### 5.2.3 Επιλογή Διατομών Δομικών Στοιχείων

Στο πεδίο «Sections» επιλέγονται, συγκεντρωτικά, οι ιδιότητες και η μορφή των διατομών όλων των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού (υποστυλώματα – δοκοί). Αναλυτικά, εισήχθησαν τα παρακάτω δομικά στοιχεία:

α. Υποστυλώματα. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων κυμαίνονται από 40εκx40εκ μέχρι 50εκx50εκ (Παράρτημα «Α»).

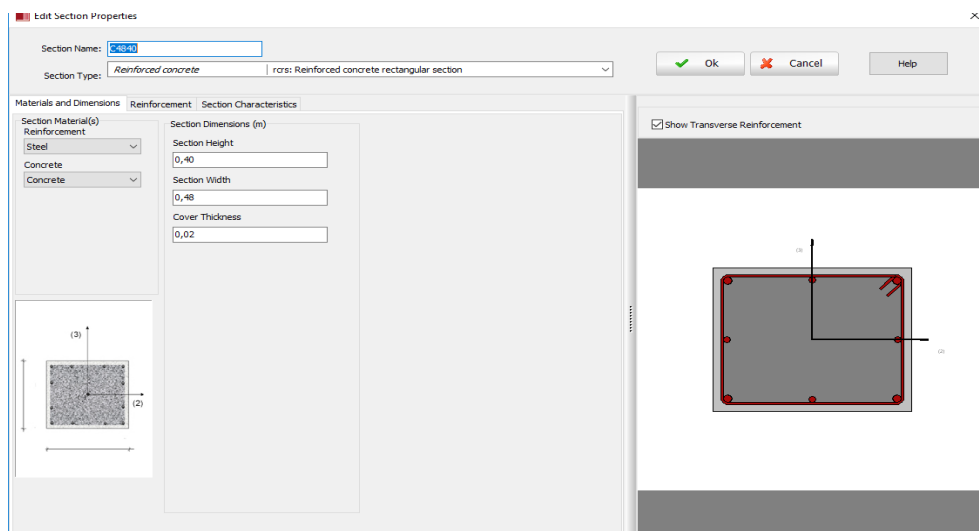
β. Δοκοί, οι οποίες διακρίνονται σε:

(1) Περιμετρικές, διαστάσεων 70εκx30εκ (κυρίως), καθώς και διαστάσεων 90εκx40εκ (Παράρτημα «Α»).

(2) Εσωτερικές, διαστάσεων 90εκx40εκ (κυρίως) και 70εκx30εκ, οι οποίες συνδέουν τα εσωτερικά υποστυλώματα του κτιρίου κατά τη διεύθυνση της μεγάλης διαστάσεως αυτού (Παράρτημα «Α»).

(3) Εγκάρσιες (ζευκτά), 50εκx20εκ και 30εκx20εκ (Παράρτ. «Α»), τοποθετημένες ανά 3,3μ περίπου και οι οποίες διασυνδέουν τόσο τα υποστυλώματα όσο και τις δοκούς κατά τη μικρή διάσταση του κτιρίου.

(4) Κεκλιμένες, διαστάσεων 50εκx20εκ (Παράρτημα «Α»). Αυτές διαμορφώνουν την οροφή του κτιρίου με τη μορφή διαδοχικών ανισόπλευρων τριγώνων. Επ' αυτών εδράζονται οι πλάκες της οροφής κατά την έννοια της μεγάλης διάστασης των ανισόπλευρων τριγώνων, ώστε από τη μικρή διάσταση να παρέχεται στο κτίριο φυσικός φωτισμός.



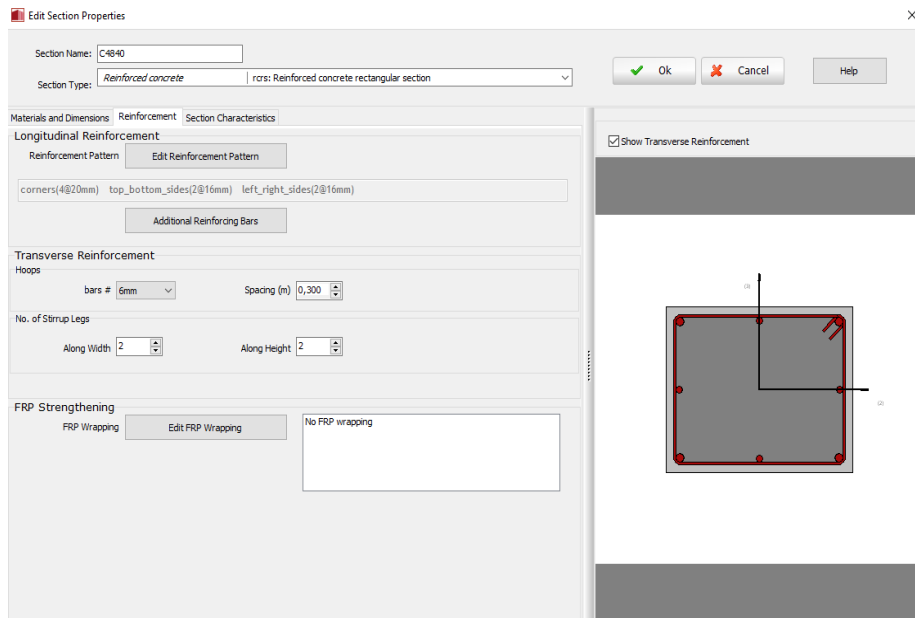
Εικόνα 31: Καθορισμός διαστάσεων και επικάλυψης υποστυλώματος C4048

Η επικάλυψη σκυροδέματος όλων των δομικών στοιχείων, κατόπιν μετρήσεων, ελήφθηκε στα 2 cm.

Επειδή οι μετρήσεις του διατεθέντος μαγνητομέτρου δεν κρίθηκαν πλήρως αξιόπιστες, λόγω τού ότι στο σύνολο, σχεδόν, των υποστυλωμάτων υπήρχαν πακτωμένα μεταλλικά αντικείμενα και καλώδια που παρέμβαιναν στις μετρήσεις, θεωρήθηκαν ενιαία, σε όλο το σύνολο των φερόντων στοιχείων, οι παρακάτω διατομές σιδηροπλισμών, με ικανοποιητική προσέγγιση:

(1) Υποστυλώματα: 4  $\emptyset$  20 (γωνίες) & 4  $\emptyset$  16 (μέσον κάθε πλευράς), ενώ στα κεντρικά υποστυλώματα C26,27,34,35,42,43,50,51,58 και 59 8  $\emptyset$  32. Συνδετήρες:  $\Sigma \emptyset 6/20$ .

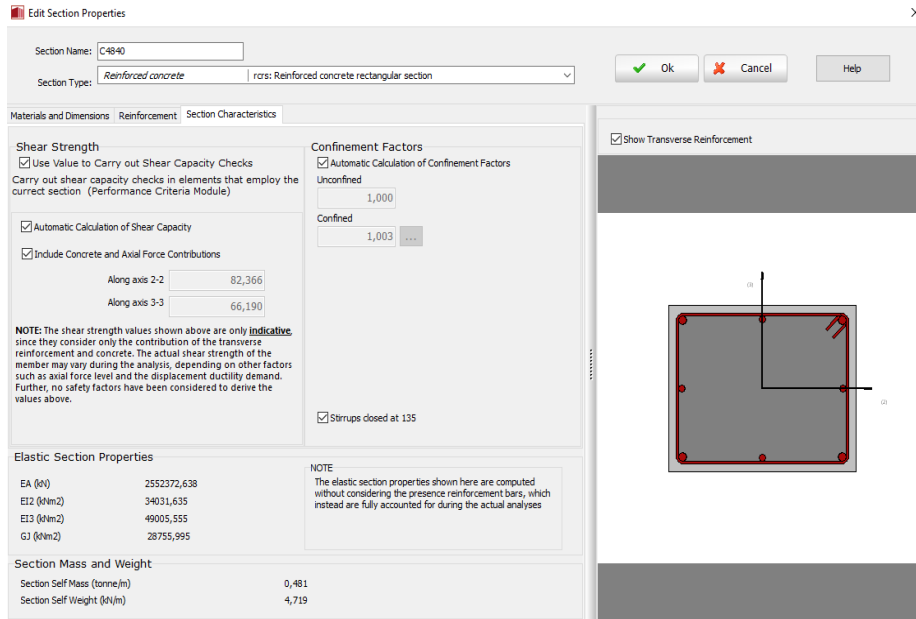
(2) Δοκοί: 4  $\emptyset$  20 (γωνίες) & 2  $\emptyset$  14 (μέσον κάθε παρειάς). Συνδετήρες:  $\Sigma \emptyset 6/15$ .



*Εικόνα 32: Καθορισμός μορφής σιδηροπλισμών υποστυλώματος C4048*

Το εν λόγω πεδίο δίνει, επιπλέον, τη δυνατότητα υπολογισμού του συντελεστού περισφίξεως. Επιλέχθηκε ο αυτόματος υπολογισμός του συντελεστού, σύμφωνα με τα τεθέντα στοιχεία της διατομής (διαστάσεις, οπλισμοί).





Εικόνα 33: Καθορισμός συντελεστού περισφίξεως υποστυλώματος C4048

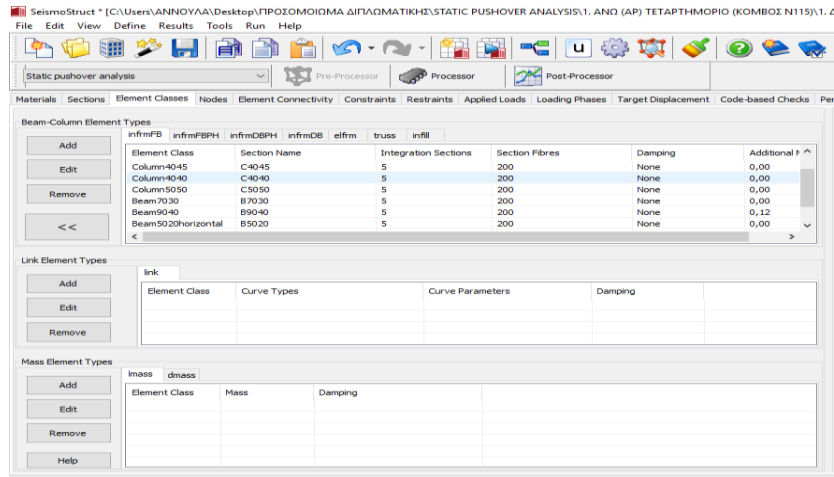
## 5.2.4 Επιλογή Ιδιοτήτων Ομάδων Δομικών Στοιχείων

Στο πεδίο «Element Classes» ορίζονται οι ιδιότητες των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα - δοκοί), ομαδοποιούμενα σύμφωνα με τις ειδικές συνθήκες λειτουργίας και φορτίσεώς τους. Για παράδειγμα, διαμορφώθηκε η κατηγορία B7030lateral για τις περιμετρικές δοκοίς B7030 που φορτίζονται από την περιμετρική τοιχοποιία του κτιρίου με επιπρόσθετη κατά μήκος φόρτιση (Additional Mass) της τάξεως των 0,35t/m. Συνολικά, διαμορφώθηκαν οι παρακάτω ομάδες δομικών στοιχείων:

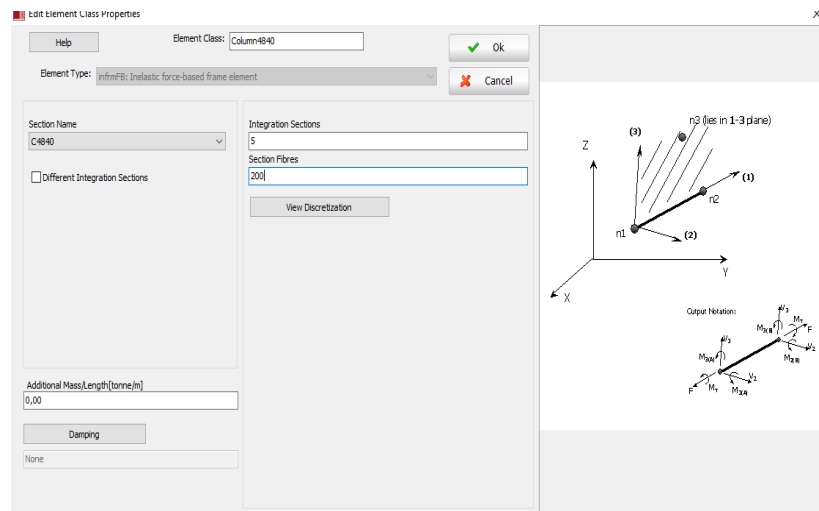
- |    |             |     |  |
|----|-------------|-----|--|
| α. | Column 4840 | στ. | Beam7030   |
| β. | Column 5040 | ζ.  | Beam7030lateral (Additional Mass: 0,35t/m)       |
| γ. | Column 4040 | η.  | Beam9040 (Additional Mass: 0,12t/m)              |
| δ. | Column 5050 | θ.  | Beam5020horizontal (εγκάρσιες συνδετήριες δοκοί) |
| ε. | Column 4045 | ι.  | Beam5020inclined (κεκλιμένες δοκοί στέγης)       |
|    |             | ια. | Beam3020 (εγκάρσιες συνδετήριες δοκοί)           |

Όλα τα δομικά στοιχεία εντάχθηκαν στον τύπο στοιχείου (Element Type) *Inelastic force-based frame element type (infrmFB)*, ο οποίος θεωρείται ο πλέον ακριβής ανάμεσα στους λοιπούς διατιθέμενους τύπους του SeismoStruct, καθόσον είναι ικανός να αποκωδικοποιήσει την ανελαστική συμπεριφορά του δομικού στοιχείου σε όλο το μήκος αυτού, ακόμα και στην περίπτωση αντιστοίχισης ενός μόνο δομικού στοιχείου ανά μέλος. Η χρήση του επιτρέπει την εμφάνιση αναλυτικών αποτελεσμάτων υψηλής ακρίβειας, ενώ παράλληλα δίδεται η δυνατότητα άμεσης εμφάνισης στοιχείων γωνίας στροφής χορδής για την επαλήθευσή τους μέσω των διεθνών κανονισμών (π.χ. Ευρωκώδικας 8, NTC-08, ΚΑΝ.ΕΠΕ, ASCE/SEI 7-05 κ.τ.λ.).

Πλέον των παραπάνω, στο πεδίο «Element Classes» ορίσθηκε ο απαραίτητος αριθμός ινών διακριτοποίησης της συμπεριφοράς της διατομής του δομικού στοιχείου. Για όλα τα στοιχεία επιλέχθηκε ο αριθμός 200.

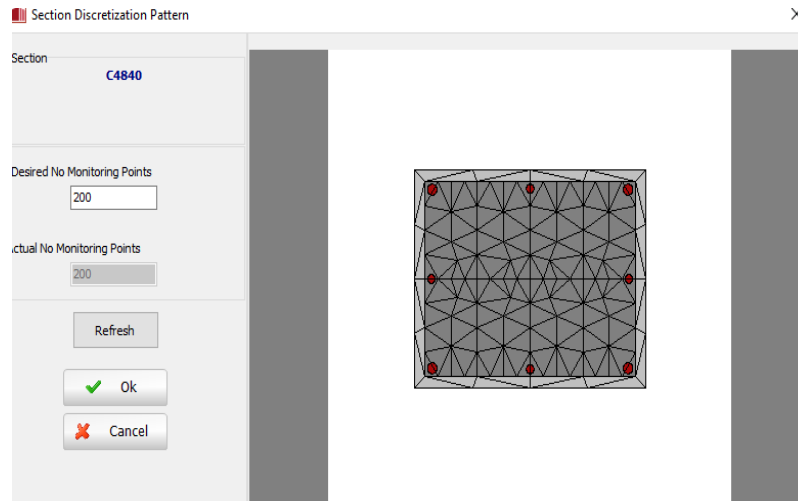


Εικόνα 34: Επιλογή Ομάδων Δομικών Στοιχείων στον Τύπο *infrmFB*



Εικόνα 35: Επιλογή Ιδιοτήτων Ομάδων Δομικών Στοιχείων

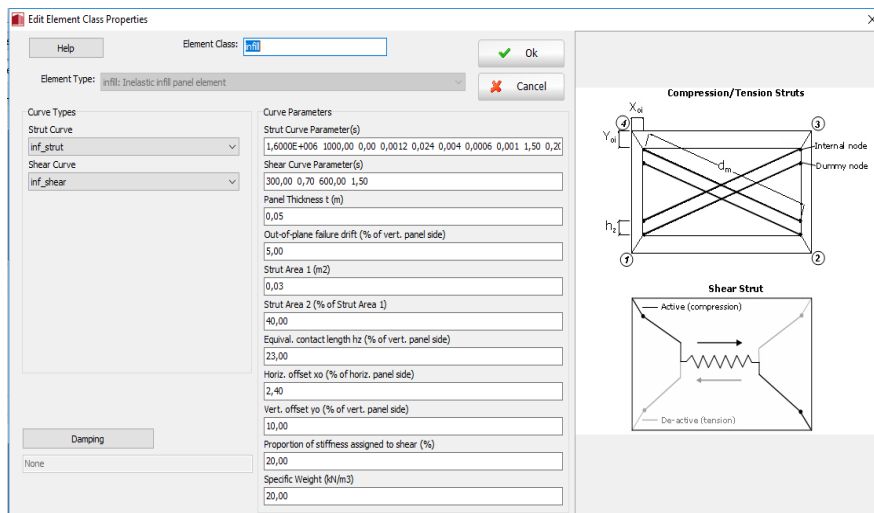
Επιπρόσθετα, η απόσβεση (Damping) ορίσθηκε, στο παρόν πεδίο, ως μηδενική, καθώς αυτή καθορίσθηκε συνολικά για όλον τον φορέα στην επιλογή Project Settings (παρουσιάζεται παρακάτω).



Εικόνα 36: Διακριτοποίηση Διατομής Δομικού Στοιχείου σε 200 επιμέρους τμήματα

### 5.2.5 Εισαγωγή Τοιχοπληρώσεων

Η εισαγωγή των στοιχείων πλήρωσης (τοιχοποιίες) έλαβε χώρα, αρχικά, στο πεδίο «Element Classes», χρησιμοποιώντας την επιλογή «infill» και επιλέγοντας, εκεί, τις κατασκευαστικές ιδιότητες της τοιχοποιίας που θα προστεθεί στο πρόγραμμα. Η πλήρης εισαγωγή της τοιχοποιίας έγινε, κατόπιν, στο πεδίο «Element Connectivity».

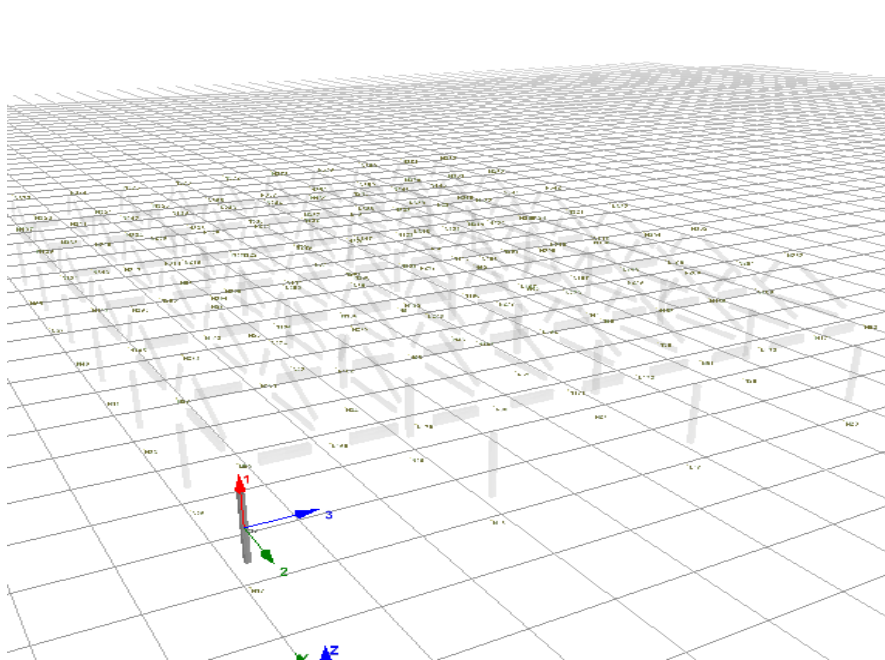


Εικόνα 37: Εισαγωγή ιδιοτήτων στοιχείων πλήρωσης

### 5.2.6 Εισαγωγή Κατασκευαστικών Κόμβων

Στο πεδίο «Nodes» εισήχθησαν οι κατασκευαστικοί κόμβοι επί των οποίων συνδέθηκαν, κατόπιν, τα δομικά στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα, δοκοί). Σημειώνεται ότι στην προκείμενη περίπτωση, και λόγω της

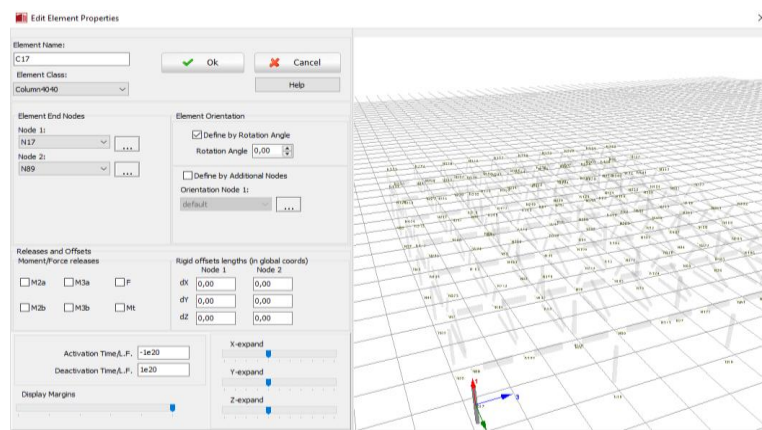
γεωμετρίας του φορέα, οι κατασκευαστικοί κόμβοι δεν αντιστοιχούν, πολλές φορές, στην αρχή και το πέρας του πραγματικού μήκους των δοκών, αλλά τις διαχωρίζουν σε μικρότερα τμήματα έτσι ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός του φορέα και κατόπιν η επίλυσή του σύμφωνα με τις λογισμικές απαιτήσεις του Seismostruct. Για τους παραπάνω λόγους, εισήχθησαν συνολικά 382 κόμβοι.



Εικόνα 38: Εισαγωγή κόμβων επί του υπολογιστικού προσομοιώματος

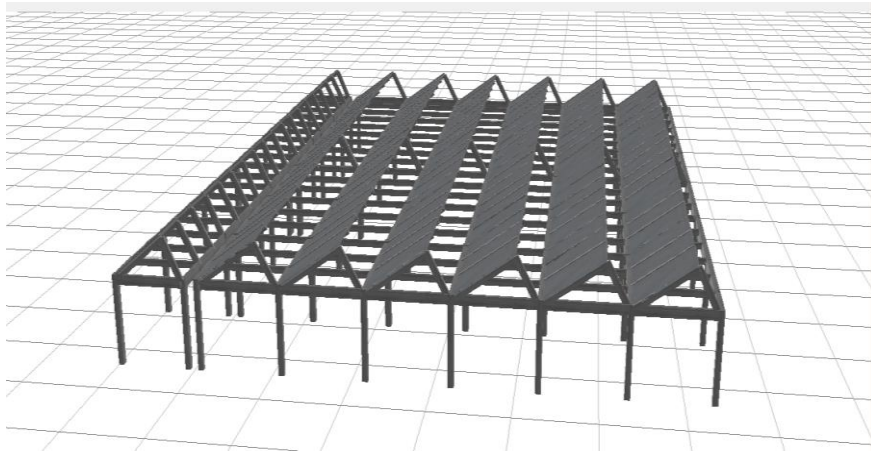
### 5.2.7 Εισαγωγή Δομικών Στοιχείων

Η εισαγωγή των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί) στην κατασκευή έγινε στο πεδίο «Element Connectivity». Εδώ, εισήχθησαν τα διάφορα δομικά στοιχεία ανάλογα με τη γεωμετρία του φορέα, με σημεία αρχής και πέρατος τους υφιστάμενους κατασκευαστικούς κόμβους.



Εικόνα 39: Παράθυρο Εισαγωγής Δομικών Στοιχείων Φορέα

Μετά την εισαγωγή του συνόλου των δομικών στοιχείων, το χωρικό προσομοίωμα ολόκληρου του κτιρίου διαμορφώθηκε όπως παρακάτω. Σημειώνεται ότι σε ολόκληρο τον φορέα, για λόγους διακριτοποίησης ανάμεσα στους κατασκευαστικούς κόμβους, εισήχθησαν συνολικά 72 δομικά στοιχεία υποστυλωμάτων και 582 στοιχεία δοκών.



Εικόνα 40: Σχεδιασμός Ολόκληρου Φορέα στο πεδίο «Element Connectivity»

### 5.2.8 Τοιχοποιίες Πλήρωσης

Σύμφωνα με τις παρ. 2.1.4.2 και 5.9.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνίσταται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, ιδιαίτερα στην περίπτωση που αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό, σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Επιπλέον, στην παράγραφο 7.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθορίζονται τα κριτήρια σύμφωνα με τα οποία μία άοπλη τοιχοπλήρωση μπορεί να λαμβάνεται υπ' όψιν ή όχι στο προσομοίωμα του φορέα, τα οποία είναι τα εξής:

α. Όταν υπάρχουν δύο μεγάλα ανοίγματα κοντά σε αμφότερα τα άκρα του φανώματος, η τοιχοπλήρωση αμελείται.

β. Όταν υπάρχει άνοιγμα με διαστάσεις οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος και είναι τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμελείται.

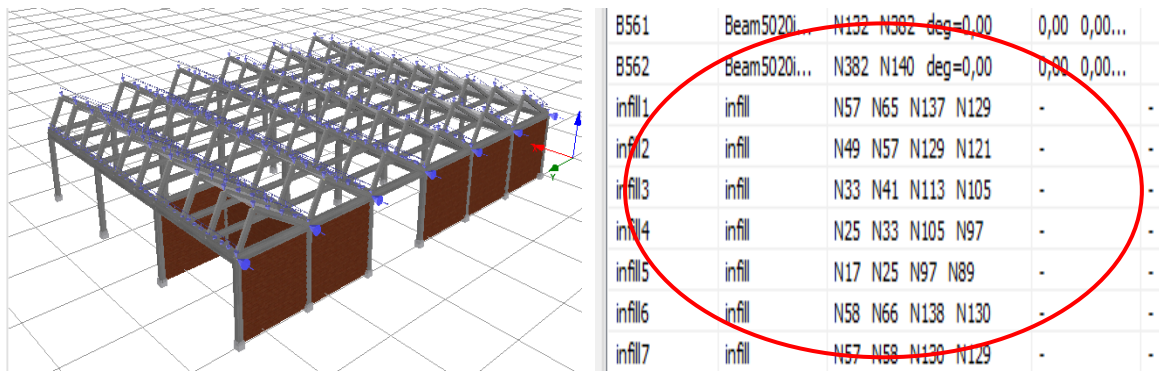
γ. Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμελείται.

δ. Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φανώματος, του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος, τότε είναι δυνατόν να ληφθούν υπ'

όψιν δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάτνωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν από τα δύο άκρα της κύριας διαγωνίου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσον της υπερκείμενης δοκού αντιστοίχως. Σε αυτήν την περίπτωση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν η επιρροή των θλιπτήρων στην έναντι τέμνουσας ασφάλεια των δοκών.

ε. Δύο μικρά και γειτονικά ανοίγματα σε ένα φάτνωμα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα ισοδύναμο και ενιαίο, περιγεγραμμένο σε αυτά.

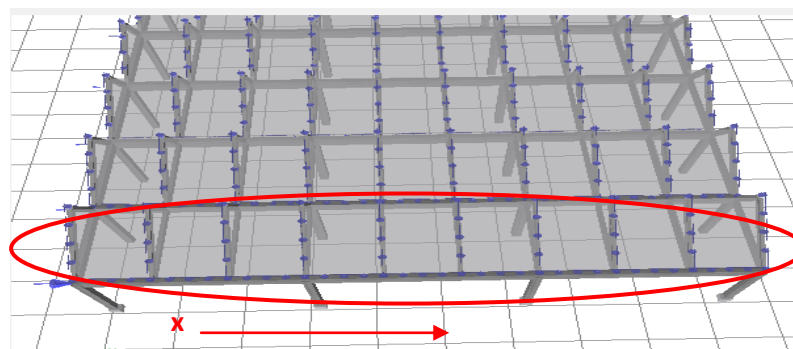
Λαμβάνοντας υπ' όψιν τα ανωτέρω κριτήρια και με βάση τη μορφολογία εκάστης τοιχοποιίας, επιλέχθηκαν οι συγκεκριμένες τοιχοποιίες που θα ενσωματωθούν στο προσομοίωμα και οι οποίες φαίνονται στην παρακάτω εικόνα, χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες αυτών που ορίστηκαν στο πεδίο «Element Classes» και ορίζοντας τις θέσεις τους με βάση τους ήδη σχεδιασθέντες κατασκευαστικούς κόμβους.

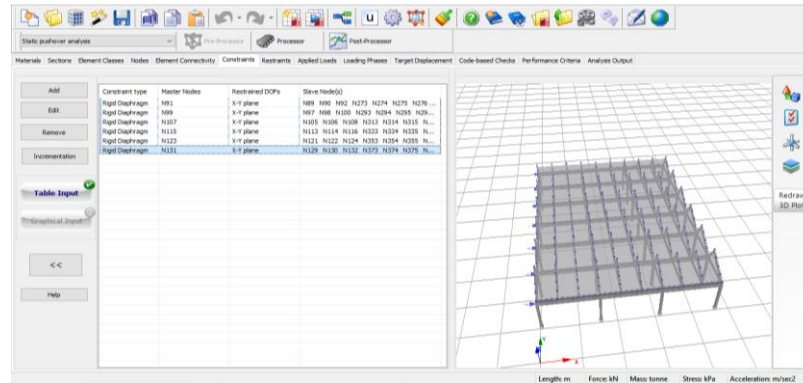


Εικόνα 41: Σχεδιασμός στοιχείων πλήρωσης στο πεδίο «Element Connectivity»

### 5.2.9 Εισαγωγή Διαφραγμάτων

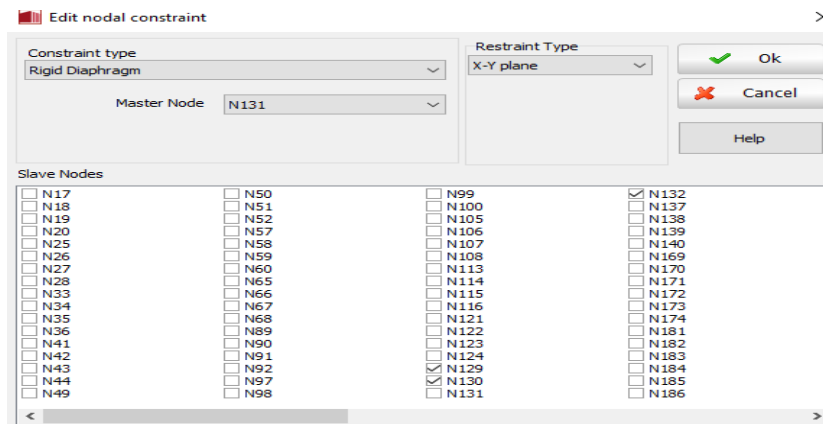
Τα διαφράγματα εισήχθησαν στο πεδίο «Constraints» για να υλοποιηθούν οι κεκλιμένες πλάκες οροφής και η δυσκαμψία που προσδίδουν, καθώς δεν ήταν δυνατό να εισαχθούν στο πεδίο «Element Connectivity». Έτσι, υλοποιήθηκαν έξι (6) άκαμπτα διαφράγματα, ένα εκ των οποίων περιλαμβάνει όλες τις επιμέρους πλάκες που δημιουργούνται από τις κεκλιμένες δοκούς κατά μήκος της διεύθυνσης x σε κάθε μία από τις σειρές φάτωνμάτων.





Εικόνες 42,43: Εισαγωγή Διαφραγμάτων στο πεδίο «Constraints»

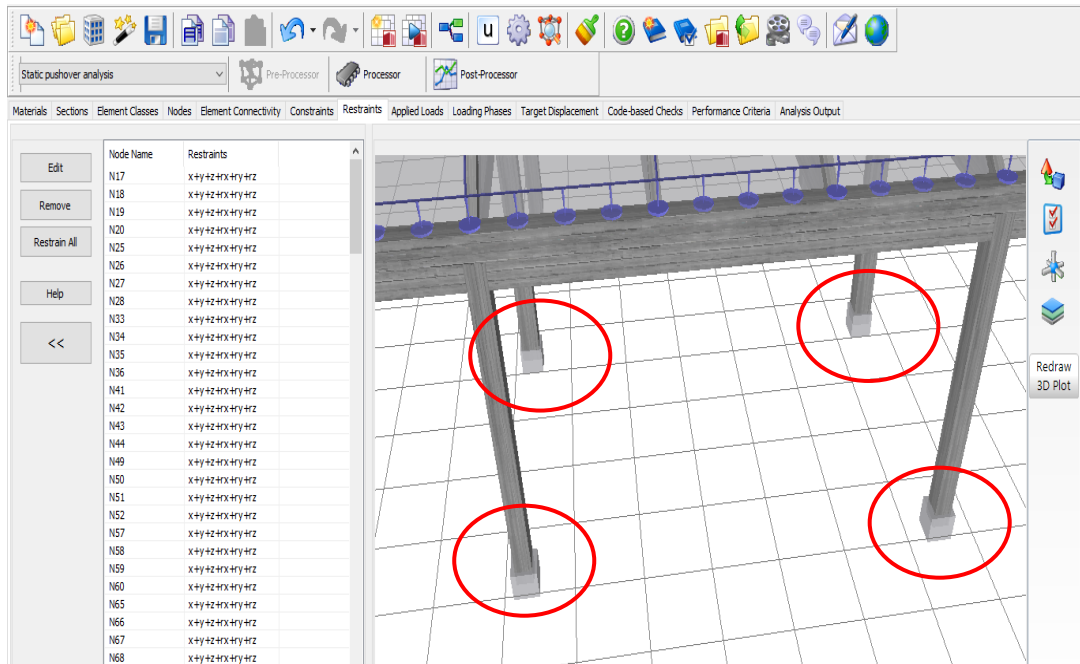
Σε κάθε διάφραγμα ορίσθηκε ένας κατασκευαστικός κόμβος ως κόμβος ελέγχου (Master Node) που καθορίζει τη διαφραγματική κίνηση όλων των υπολοίπων κόμβων που συνιστούν το διάφραγμα (Slave Nodes).



Εικόνα 44: Εισαγωγή Master Node και Slave Nodes στο πεδίο «Constraints»

### 5.2.10 Εισαγωγή Δεσμεύσεων

Στο πεδίο «Restraints» καθορίσθηκαν οι δεσμεύσεις μετακινήσεων (προς όλες τις διευθύνσεις) στη βάση κάθε υποστυλώματος, έτσι ώστε να εξομοιωθεί η αμετακίνητη λειτουργία των θεμελίων της κατασκευής.



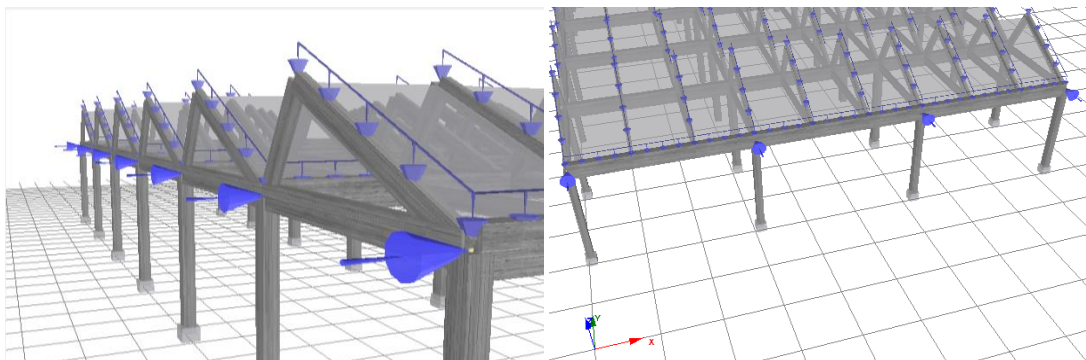
Εικόνα 45: Εισαγωγή Δεσμεύσεων στο πεδίο «Restraints»

### 5.2.11 Εισαγωγή Φορτίων

Στο πεδίο «Applied Loads» εισήχθησαν όλα τα φορτία που επενεργούν στην κατασκευή. Καθόσον η επεξεργασία του φορέα γίνεται στο περιβάλλον «Static Pushover Analysis», εισήχθησαν οι εξής κατηγορίες φορτίσεων:

α. Προσαυξανόμενα Φορτία (Incremental Loads), τα οποία:

(1) Τοποθετήθηκαν στα σημεία συμβολής των δοκών με τα υποστυλώματα, ανάλογα με τη διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως.



Εικόνα 46: Εισαγωγή προσαυξανόμενων φορτίων κατά x και y

(2) Σε κάθε επίλυση (ανά x ή y), για λόγους ορθής λειτουργίας του λογισμικού, αθροιζόμενα δίδουν μοναδιαία τιμή.



Nodal Loads						
Category	Node Name	Direction	Type	Value	Curve Name	
Incremental Load	N89	x	force	0,1428		
Incremental Load	N97	x	force	0,1428		
Incremental Load	N105	x	force	0,1428		
Incremental Load	N113	x	force	0,1428		
Incremental Load	N121	x	force	0,1428		
Incremental Load	N129	x	force	0,1428		
Incremental Load	N137	x	force	0,1432		

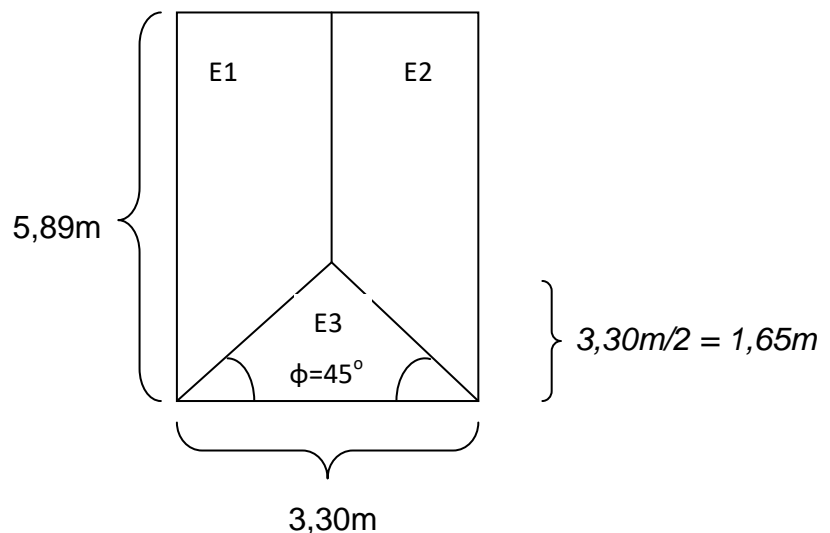
  

Nodal Loads						
Category	Node Name	Direction	Type	Value	Curve Name	
Incremental Load	N89	y	force	0,25		
Incremental Load	N90	y	force	0,25		
Incremental Load	N91	y	force	0,25		
Incremental Load	N92	y	force	0,25		

Εικόνα 47: Μοναδιαία αθροιστική τιμή προσαυξανόμενων φορτίων κατά x και y

β. Μόνιμα Φορτία (Permanent Loads) Κεκλιμένης Στέγης, τα οποία υπολογίσθηκαν όπως παρακάτω, για κάθε άνοιγμα μεταξύ δύο διαδοχικών κεκλιμένων δοκών, με πάχος πλάκας 12cm. Καθόσον τα ανοίγματα έχουν ποικίλες διαστάσεις, ελήφθη εδώ, ενδεικτικώς, διάσταση ανοίγματος 3,3m.

- (1) Διαστάσεις πλάκας: 5,89m x 3,3m
- (2) Βάρος πλάκας:  $G_{\pi\lambda} = 5,89m \times 3,3m \times 0,12m \times 24KN/m^3 \Rightarrow G_{\pi\lambda} = 55,98 KN$
- (3) Εμβαδόν πλάκας:  $E_{\pi\lambda} = 5,89m \times 3,30m \Rightarrow E_{\pi\lambda} = 19,437m^2$
- (4) Διαμερισμός βάρους πλάκας:



$$E1 = E2 = [(3,30m/2) \times (5,89m - 1,65m)] + (0,5 * 1,65m * 1,65m) \Rightarrow E1 = E2 = 8,357m^2$$

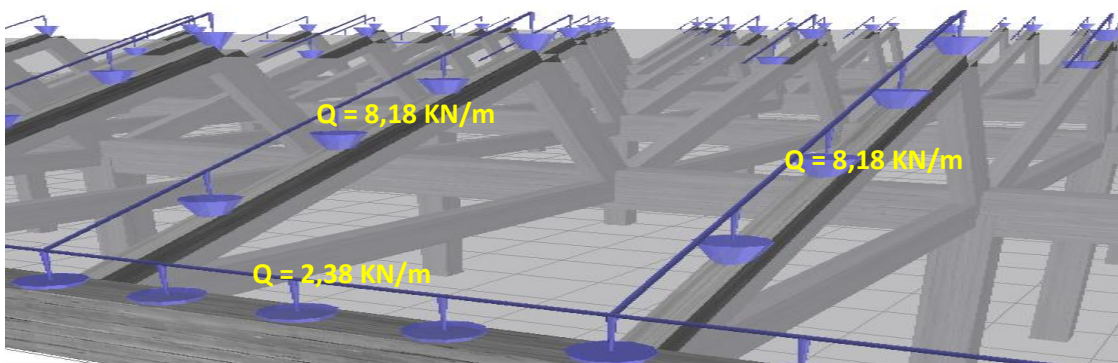
$$E3 = E_{\pi\lambda} - E1 = [19,437 - (2 * 8,357)]m^2 \Rightarrow E3 = 2,723m^2$$

Άρα, έχουμε:  $Q_{E1} = [(E1/E_{\pi\lambda}) * G_{\pi\lambda}] / 5,89m$   
 $\Rightarrow Q_{E1} = [(8,357m^2/19,437m^2) * 55,98 \text{ KN}] / 5,89m \Rightarrow \underline{Q_{E1} = 4,09 \text{ KN/m}}$ . Η φόρτιση της κεκλιμένης δοκού για δύο εκατέρωθεν πλάκες είναι:  $\underline{Q = 8,18 \text{ KN/m}}$

$Q_{E2} = Q_{E1} = 4,09 \text{ KN/m}$ . Η φόρτιση της κεκλιμένης δοκού για δύο εκατέρωθεν πλάκες είναι:  $\underline{Q = 8,18 \text{ KN/m}}$

$Q_{E3} = [(E3/E_{\pi\lambda}) * G_{\pi\lambda}] / 3,35m \Rightarrow Q_{E3} = [(2,723m^2/19,437m^2) * 55,98 \text{ KN}] / 3,30m \Rightarrow \underline{Q_{E1} = 2,38 \text{ KN/m}}$

Τα υπολογισθέντα φορτία εισάγονται αντίστοιχα στις κεκλιμένες πλάκες, καθώς και στην οριζόντια δοκό, ως μόνιμα καταναμεμημένα φορτία.



Εικόνα 48: Μόνιμα καταναμεμημένα φορτία κεκλιμένων πλακών

Element Loads					
	Category	Element Name	Direction	Type	Value
Add	Permanent Load	B515	z	force	-8,30
Edit	Permanent Load	B517	z	force	-8,30
Remove	Permanent Load	B519	z	force	-8,30
Incrementation	Permanent Load	B521	z	force	-4,15
Help	Permanent Load	B543	z	force	-4,15
	Permanent Load	B545	z	force	-8,30
	Permanent Load	B547	z	force	-8,30
	Permanent Load	B549	z	force	-8,30
	Permanent Load	B551	z	force	-8,30
	Permanent Load	B553	z	force	-8,30

Εικόνα 49: Μόνιμα καταναμεμημένα φορτία κεκλιμένων πλακών

γ. Μόνιμα Φορτία (Permanent Loads) πλάγιας δοκού σύνδεσης των φεγγιτών. Πάνω από τις εσωτερικές βασικές δοκούς, υφίσταται σειρά από πλάγιες δοκούς σύνδεσης των βασικών δοκών με τους φεγγίτες.



Εικόνα 50: Πλάγια δοκός σύνδεσης των φεγγιτών

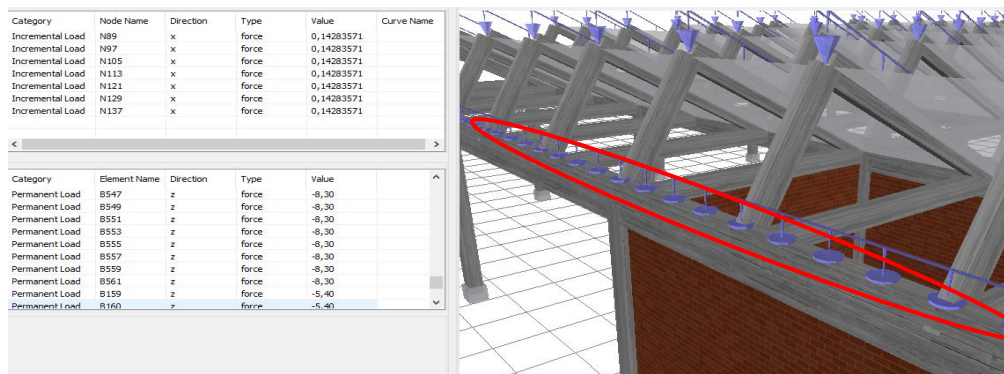
Οι δοκοί αυτοί έχουν διαστάσεις 0,90m x 0,25m και 0,60m x 0,25m, ανά περίπτωση και το μόνιμο κατανεμημένο φορτίο με το οποίο συνεισφέρουν στην κατασκευή υπολογίζεται όπως παρακάτω:

(1) Δοκοί 0,90m x 0,25m

$$G_1 = 0,9\text{m} \times 0,25\text{m} \times 24\text{KN/m}^3 \Rightarrow \underline{G_1 = 5,4 \text{ KN/m.}}$$

(2) Δοκοί 0,60m x 0,25m

$$G_1 = 0,6\text{m} \times 0,25\text{m} \times 24\text{KN/m}^3 \Rightarrow \underline{G_1 = 3,6 \text{ KN/m.}}$$



Εικόνα 51: Προσομοίωση φορτίου πλάγιας δοκού σύνδεσης των φεγγιτών

#### δ. Μόνιμο Φορτίο (Permanent Load)

Γερανοέφυρας. Το φορτίο της γερανοέφυρας συνεκτιμήθηκε μόνο στην 1<sup>η</sup> σειρά φατνωμάτων [κάτω (αρ) τεταρτημόριο], καθόσον εκεί η γερανοέφυρα εδράζεται επί βραχέων προβόλων. Στις λοιπές σειρές φατνωμάτων οι γερανοέφυρες εδράζονται επί αυτοσχέδιων μεταλλικών διατάξεων μη συνδεδεμένες με τα φέροντα στοιχεία και δεν επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα αυτών. Η εξεταζόμενη γερανοέφυρα είναι δυναμικότητας 10t και εδράζεται στους βραχείς προβόλους σε απόσταση 35 cm από τον κύριο άξονα της οριζόντιας δοκού.



Εικόνα 52: Φορτίο γερανοέφυρας

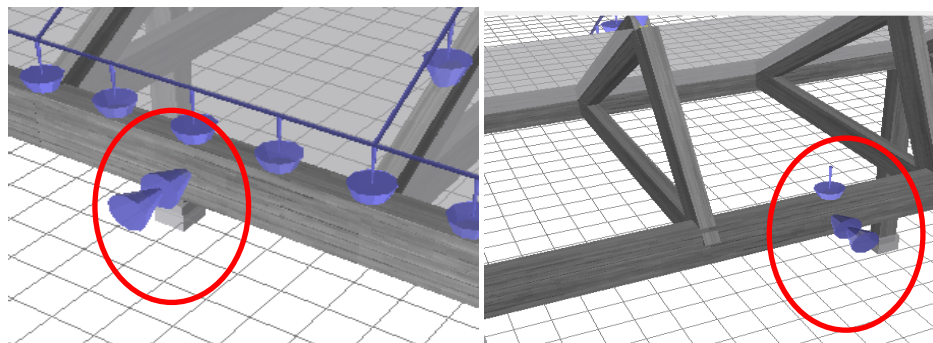
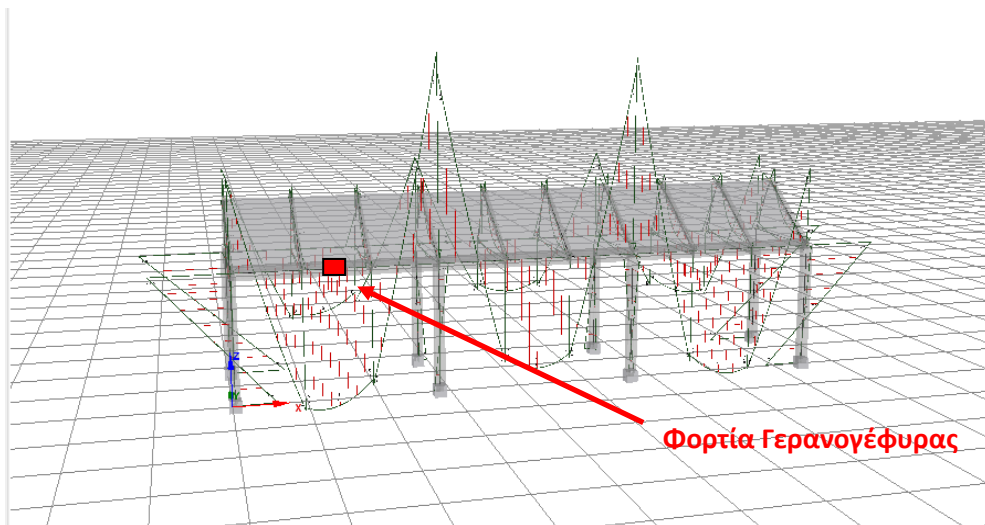


Εικόνα 53: Γερανοπέφυρα εδραζόμενη επί αυτοσχέδιων διατάξεων

Το φορτίο της γερανοπέφυρας παράγει κάθετη αξονική δύναμη  $V_y = 5t = 49,05 \text{ KN}$  και καμπτική ροπή, η οποία υπολογίζεται ως ακολούθως ( $1t = 9,81\text{KN}$ ):

$$M_y = 5 \cdot 9,81\text{KN} \cdot 0,35\text{m} \Rightarrow M_y = 17,16 \text{ KNm}$$

Ως θέση εφαρμογής των φορτίσεων της γερανοπέφυρας επιλέχθηκε σημείο της δοκού στο οποίο εμφανίζονται τα εντονότερα διαγράμματα θετικών καμπτικών ροπών στο πεδίο «Post Processor» του προγράμματος.



Εικόνα 54: Θέσεις εφαρμογής φορτίων γερανοπέφυρας

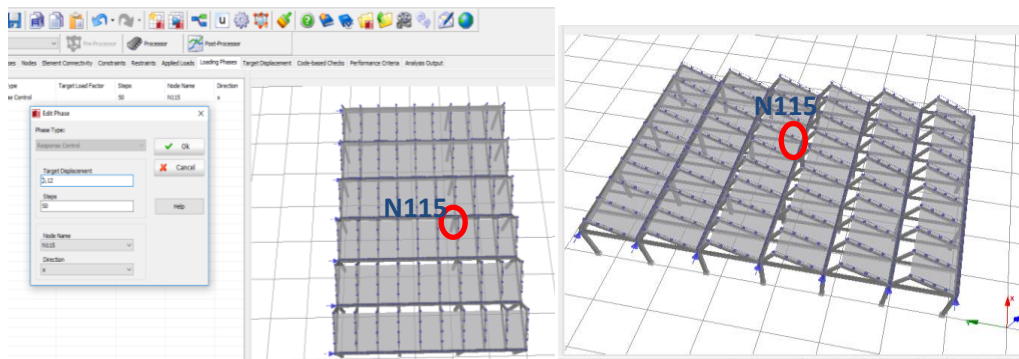
Category	Node Name	Direction	Type	Value
Incremental Load	N73	x	force	0,50
Incremental Load	N81	x	force	0,50
Permanent Load	N393	z	force	-49,05
Permanent Load	N394	z	force	-49,05
Permanent Load	N393	ry	force	17,16
Permanent Load	N394	ry	force	-17,16

Πίνακας 10: Φορτία γερανογέφυρας

### 5.2.12 Καθορισμός Παραμέτρων Φορτίσεως

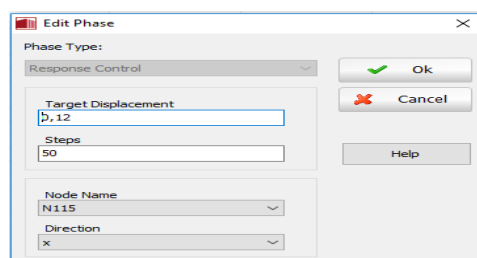
Στο πεδίο «Loading Phases» καθορίστηκαν οι βασικές παράμετροι βάσει των οποίων θα γίνει η προσομοίωση της σεισμικής φορτίσεως της κατασκευής. Οι παράμετροι και τα στοιχεία που επελέχθησαν είναι τα παρακάτω:

- α. Βήματα φορτίσεως: 50
- β. Κόμβος Ελέγχου: N115 (Ο κόμβος N115 αποτελεί την κορυφή του υποστυλώματος C43 το οποίο τοποθετείται, περίπου, στο κέντρο του φορέα κατά την έννοια της κατόψεως. Συνεπώς, κρίθηκε ως ο πλέον κατάλληλος κόμβος για την απεικόνιση της μετακινήσεως και της εν γένει συμπεριφοράς του φορέα)



Εικόνα 55: Κόμβος Ελέγχου N115

- γ. Διεύθυνση σεισμικής φορτίσεως: x
- δ. Μέγιστη μετακίνηση κατά την προσομοίωση φορτίσεως (Target Displacement): 0,12m

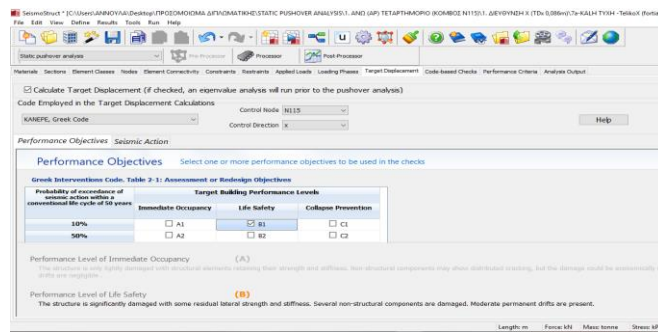


Εικόνα 56: Επιλογή παραμέτρων στο πεδίο «Loading Phases»

### 5.2.13 Επιλογή Παραμέτρων Στοχευόμενης Μετακίνησης

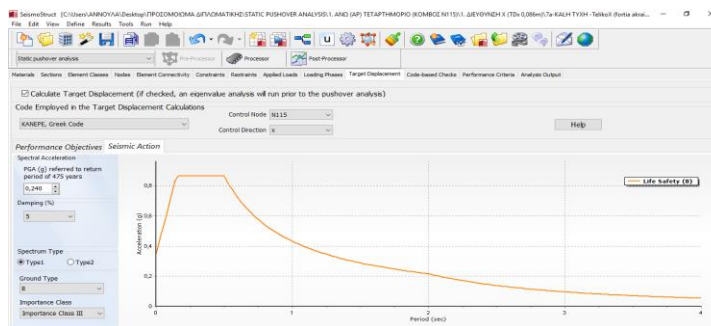
Στο πεδίο «Target Displacement» εισήχθησαν τα βασικά στοιχεία από τα οποία θα προκύψει ο υπολογισμός, από το πρόγραμμα, της Στοχευόμενης Μετακίνησης, ώστε αυτή να ελεγχθεί σε σχέση με τις υπολογιζόμενες μέγιστες επιτρεπόμενες μετακινήσεις για τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας και να εξαχθούν συμπεράσματα για την αντοχή και ασφάλεια της κατασκευής στην επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση. Επιλέχθησαν οι παρακάτω τιμές παραμέτρων:

- α. Χρησιμοποιούμενος Κώδικας: ΚΑΝ.ΕΠΕ
- β. Κόμβος Ελέγχου: N115
- γ. Διεύθυνση σεισμικής φορτίσεως: x
- δ. Στόχος Σεισμικής Αποτίμησης: B1 (όπως επεξηγήθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια)



Εικόνα 57: Επιλογή αρχικών παραμέτρων στο πεδίο «Target Displacement»

- ε. Επιτάχυνση σχεδιασμού: 0,24g [Σύμφωνα με τον νέο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας Δήμων και Κοινοτήτων (ΦΕΚ 1154B/12.8.2003), η πόλη της Λάρισας εντάσσεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II (0,24g)]
- στ. Απόσβεση: 5%
- ζ. Τύπος σεισμικού φάσματος: 1
- η. Κατηγορία εδάφους: B [από υπάρχουσα μελέτη του ΤΕΕ / Περιφ. Τμήμα Κεντρικής και Δυτικής Θεσσαλίας περί μικροζωνικής εδαφολογικής μελέτης της πόλης της Λάρισας (Ιαν 2000)]
- θ. Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου: III [όπως καθορίζεται στον ΚΑΝΕΠΕ (Παράρτημα 2.1) για στρατιωτικά συνεργεία οχημάτων]



Εικόνα 58: Επιλογή τελικών παραμέτρων στο πεδίο «Target Displacement»

## 5.2.14 Επιλογή Κωδικοποιημένων Κριτηρίων Ελέγχου

Στο πεδίο «Code – based Checks» εισάγονται οι επιπρόσθετες ιδιότητες των δομικών στοιχείων (Advanced Member Properties), καθώς και κριτήρια Ελέγχου της αντοχής των δομικών στοιχείων.

### α. Advanced Member Properties

Επιλέγονται, για κάθε δομικό στοιχείο ξεχωριστά, βασικά στοιχεία λεπτομερειών που αφορούν στην όπλιση αυτών, αλλά και σε λοιπές λεπτομέρειες επί της διαδικασίας κατασκευής. Λόγω της μη δυνατότητας ανίχνευσης των στοιχείων αγκύρωσης των σιδηροπλισμών, επιλέχθηκαν τα δυσμενέστερα σχετικά δεδομένα, προς εξασφάλιση του υπολογισμού υπέρ της ασφαλείας. Επιπλέον, όλα τα δομικά στοιχεία θεωρήθηκαν ως πρωτεύοντα.

The image shows a software dialog box titled "Advanced Member Properties". It contains several sections with radio buttons and checkboxes. The "Classification" section has "Primary" selected. A checkbox "Without detailing for earthquake resistance" is checked. The "Longitudinal Bars Type" section has "Smooth (Plain) Longitudinal Bars" checked. The "Longitudinal Bars Lapping" section has "Members with longitudinal bars without lapping in the vicinity of the end regions" selected. The "Length of Lapping" section has "inadequate relative lap length, 0 < lo/lo,min < 1," selected with a value of 0,80. The "Accessibility of area of intervention" section has "Reduced (difficult)" selected. There are "Ok" and "Cancel" buttons at the bottom right.

Εικόνα 59: Επιλογή στοιχείων στο πεδίο «Advanced Member Properties»

Αναλυτικά, επιλέχθηκαν τα παρακάτω δεδομένα:

α. Το σύνολο των δομικών στοιχείων χαρακτηρίστηκε ως «Πρωτεύοντα Δομικά Στοιχεία» (συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικών φορτίσεων)

β. Είδος σιδηροπλισμών: Λείοι

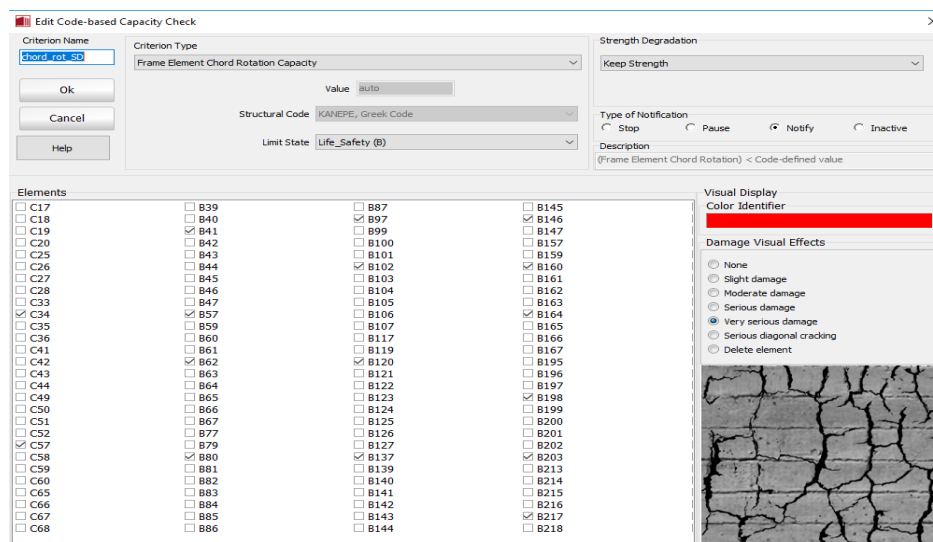
γ. Έλλειψη στοιχείων σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά του μέλους

δ. Οι διαμήκεις οπλισμοί των δομικών στοιχείων επικαλύπτονται ανεπαρκώς με άλλους στο τέλος του μήκους τους

ε. Περιορισμένη προσβασιμότητα στις περιοχές επέμβασης.

## β. Code – Based Checks

Στο πεδίο αυτό δύναται να επιλεχθούν τυποποιημένα κριτήρια ελέγχου συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων της κατασκευής στο πλαίσιο της σεισμικής φορτίσεως, τα οποία αφορούν στον έλεγχο της διατμητικής αντοχής, ή στον έλεγχο της γωνίας στροφής χορδής. Τα κριτήρια αυτά ακολουθούν «συντηρητικές» μεθοδολογίες υπολογισμού, όπως αυτές προκύπτουν από τους ισχύοντες Κώδικες και Διεθνείς Τυποποιήσεις. Οι μαθηματικές εκφράσεις υπολογισμού των οριακών τιμών, όταν προσεγγίζονται διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας, χρησιμοποιούν συντηρητικές (χαρακτηριστικές ή ονομαστικές) τιμές αντοχής υλικών και βασίζονται σε συντελεστές ασφαλείας που καθορίζονται στους κατά περίπτωση Κώδικες. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, καθορίσθηκε ο έλεγχος αριθμού δομικών στοιχείων στη γωνία στροφής χορδής, καθώς και η απεικόνιση μόνο των πολύ σοβαρών ζημιών στα μέλη από τη σεισμική φόρτιση

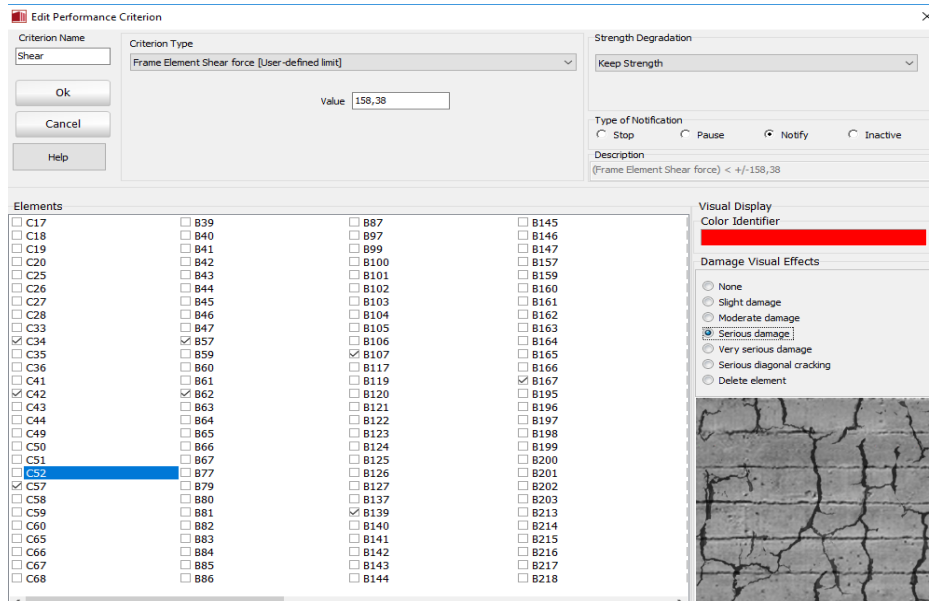


Εικόνα 60: Επιλογή στοιχείων στο πεδίο «Code-Based Checks»

### 5.2.15 Επιλογή Κριτηρίων Ελέγχου Συμπεριφοράς

Στο πεδίο «Performance Criteria» εισάγονται κριτήρια ελέγχου της αντοχής των δομικών στοιχείων που αφορούν σε αποκρίσεις που αποκλίνουν από τις αναμενόμενες συμπεριφορές σε σεισμική φόρτιση. Εδώ δεν συνυπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής υλικών, παρά μόνο οι μέσες τιμές αντοχής, ενώ δεν λαμβάνονται υπ' όψιν οι συντελεστές ασφαλείας. Έτσι, το πεδίο «Performance Criteria» αποτελεί ένα πιο δυσμενές πεδίο εξέτασης της συμπεριφοράς του δομήματος. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, καθορίσθηκε ο έλεγχος τη διατμητικής αντοχής αριθμού δομικών στοιχείων (όπως αυτή προκύπτει από υπολογισμούς που παρουσιάζονται παρακάτω), καθώς και η απεικόνιση μόνο των σοβαρών ζημιών στα μέλη από τη σεισμική φόρτιση.

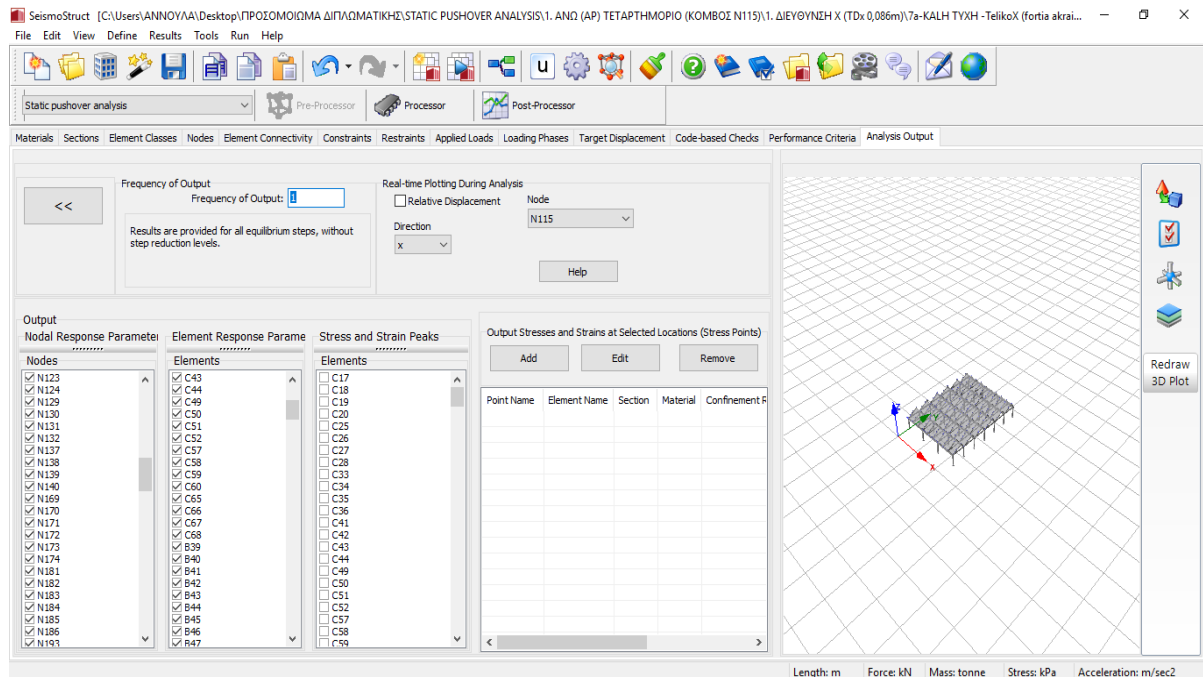




Εικόνα 61: Επιλογή στοιχείων στο πεδίο «Performance Criteria»


### 5.2.16 Ρύθμιση Εξαγόμενων Αποτελεσμάτων

Στο πεδίο «Analysis Output» απεικονίζονται τα βασικά δεδομένα που αφορούν στην ανάλυση του κτιρίου (διεύθυνση φορτίσεως, κόμβος ελέγχου), καθώς και το σύνολο των κατασκευαστικών κόμβων και δομικών στοιχείων που θα αναλυθούν ως προς το είδος της αποκρίσεως που επιθυμούμε να παρουσιασθεί στα εξαγόμενα αποτελέσματα. Στο προκείμενο κτίριο επιλέχθηκε η απεικόνιση των παραμέτρων απόκρισης του συνόλου των κατασκευαστικών κόμβων και των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί).



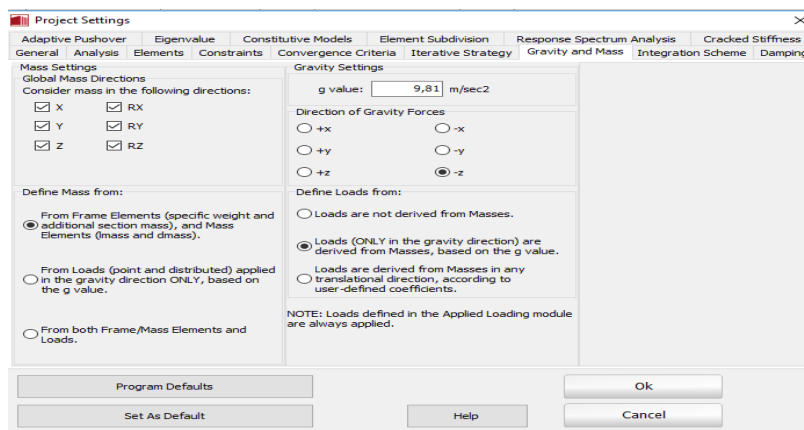
Εικόνα 62: Πεδίο «Analysis Output»

## 5.2.17 Γενικές Ρυθμίσεις Προγράμματος

Στο παράθυρο «Project Settings»  εισήχθησαν γενικές ρυθμίσεις που αφορούν στα βασικά δεδομένα ανάλυσης του δομήματος από το πρόγραμμα Seismostruct, όπως παρακάτω:

### α. Δεδομένα Βαρύτητας και Μάζας (Gravity and Mass)

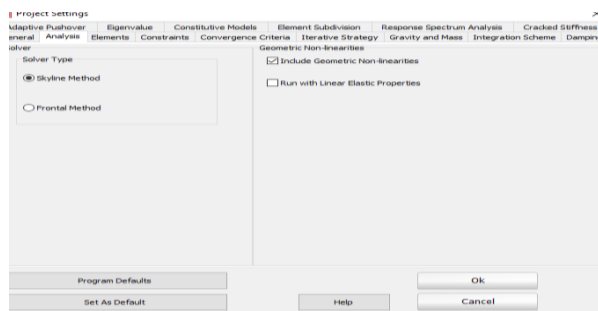
Η μάζα θεωρήθηκε ότι προέρχεται από τον συνυπολογισμό των δομικών στοιχείων στο σύνολό τους, ότι ισχύει σε όλες τις διευθύνσεις των δομικών στοιχείων, η διεύθυνση βαρύτητας ορίσθηκε η z, καθώς επίσης και ότι τα φορτία κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας προκύπτουν από τις μάζες των δομικών στοιχείων, με βάση την τιμή της επιτάχυνσης βαρύτητας  $g = 9,81 \text{ m/sec}^2$ .



Εικόνα 63: Παράθυρο «Project Settings – Gravity and Mass»

### β. Δεδομένα Σεισμικής Ανάλυσης (Analysis)

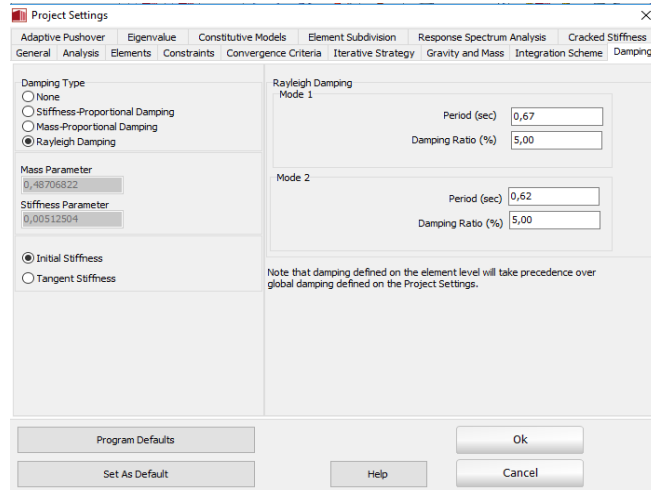
Επιλέχθηκε ως τύπος λογισμικού επίλυσης η Skyline Method, ενώ στην επίλυση ελήφθησαν υπ' όψιν και οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες των στοιχείων της κατασκευής.



Εικόνα 64: Παράθυρο «Project Settings – Analysis»

### γ. Δεδομένα Απόσβεσης Κατασκευής (Damping)

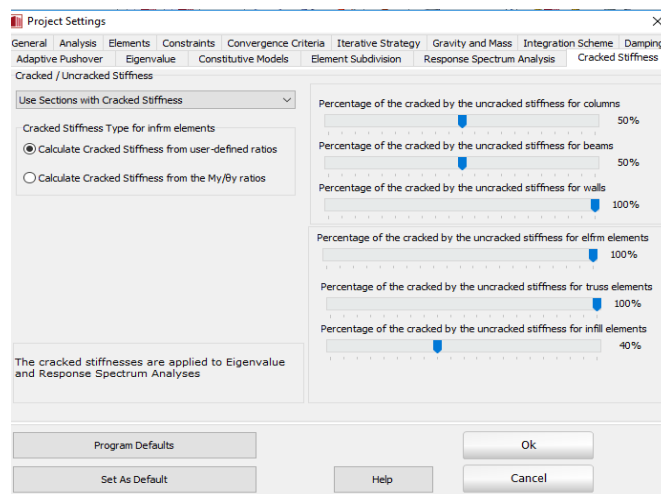
Επιλέχθηκε η εισαγωγή απόσβεσης κατά Rayleigh. Η τιμή της ορίστηκε στο 5%, ενώ οι δύο πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής υπολογίσθηκαν σε  $T_1 = 0,67 \text{ sec}$  και  $T_2 = 0,62 \text{ sec}$ . Οι τιμές αυτές των ιδιομορφών υπολογίσθηκαν από την αντίστοιχη ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, όπως αυτή παρουσιάζεται στο Παράρτημα «Γ».



Εικόνα 65: Παράθυρο «Project Settings – Damping»

### δ. Απομένουσα Δυσκαμψία (Cracked Stiffness)

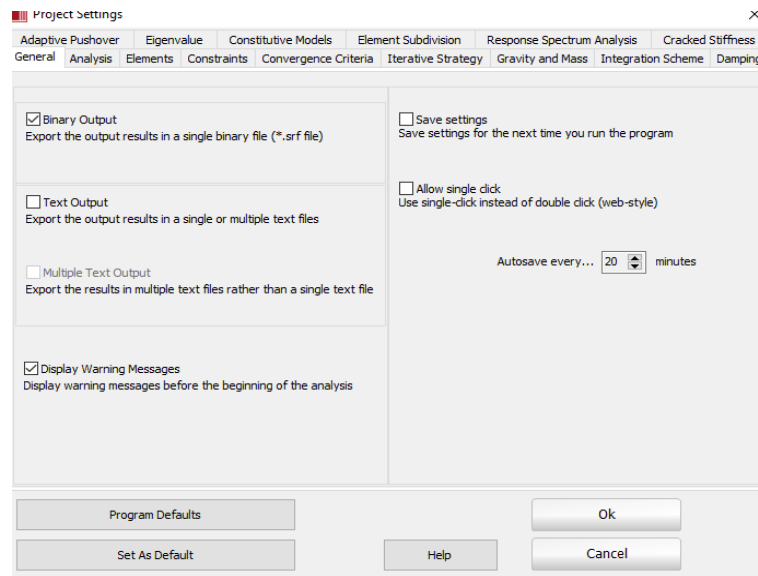
Επιλέχθηκε όπως η τιμή της τέμνουσας δυσκαμψίας στο θεωρητικό σημείο διαρροής  $K_e$  αντιστοιχεί, όσον αφορά στα υποστυλώματα και τις δοκούς, στο 50% της αρχικής ελαστικής δυσκαμψίας του φορέα  $K_i$ , ενώ αντίστοιχα η απομένουσα δυσκαμψία των στοιχείων πλήρωσης αντιστοιχεί στο 40% της αρχικής της ελαστικής τιμής.



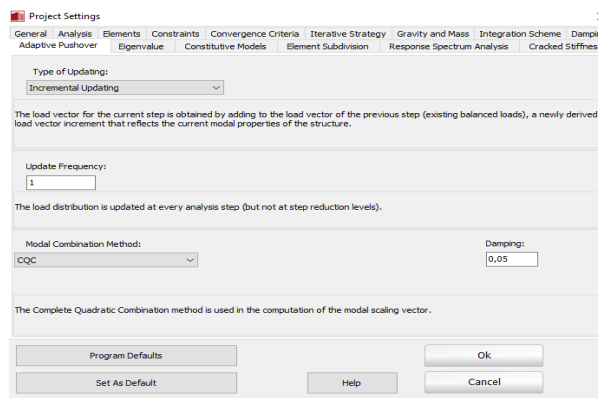
Εικόνα 66: Παράθυρο «Cracked Stiffness»

## δ. Λοιπά Επιλεγθέντα Δεδομένα

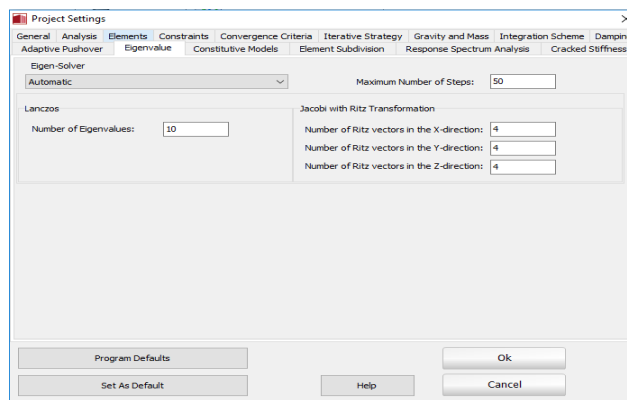
Τα λοιπά δεδομένα που επιλέχθηκαν για τη λειτουργία της ανάλυσης παρουσιάζονται στις προβολές που ακολουθούν.



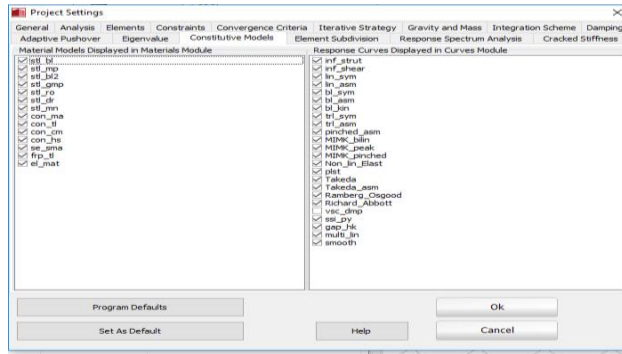
Εικόνα 67: Παράθυρο «Project Settings – General»



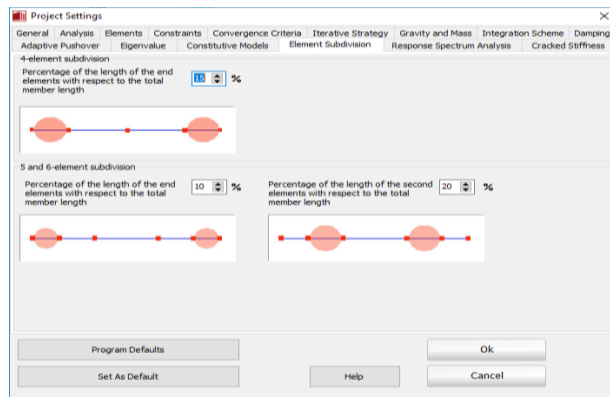
Εικόνα 68: Παράθυρο «Project Settings – Adaptive Pushover»



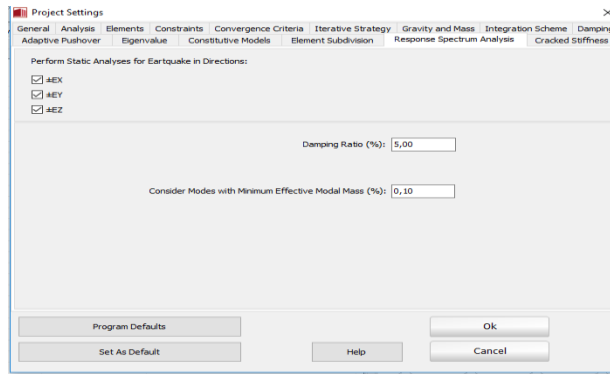
Εικόνα 69: Παράθυρο «Project Settings – Eigenvalue»



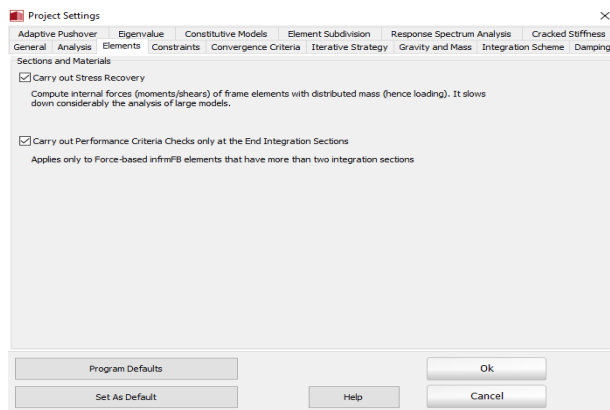
Εικόνα 70: Παράθυρο «Project Settings – Constitutive Models»



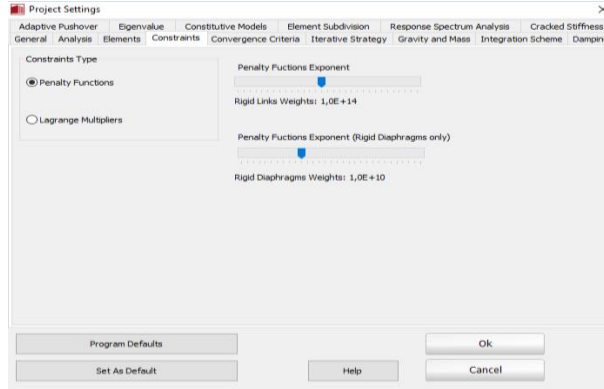
Εικόνα 71: Παράθυρο «Project Settings – Element Subdivision»



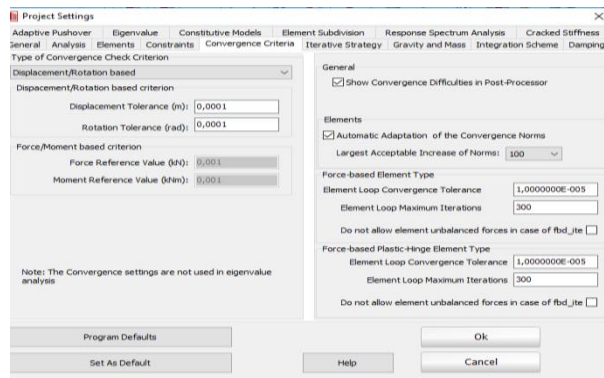
Εικόνα 72: Παράθυρο «Project Settings – Response Spectrum Analysis»



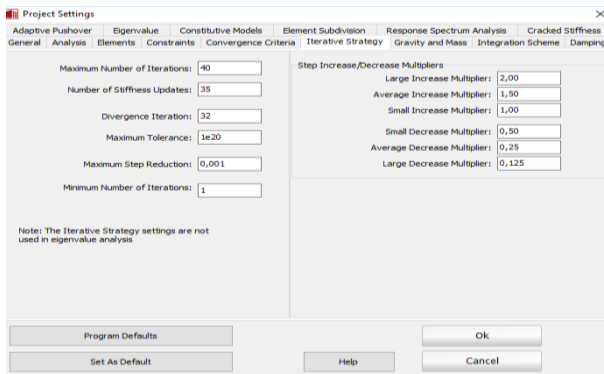
Εικόνα 73: Παράθυρο «Project Settings – Elements»



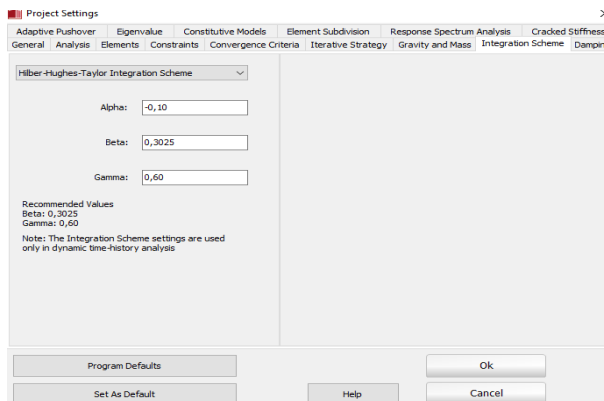
Εικόνα 74: Παράθυρο «Project Settings – Constraints»



Εικόνα 75: Παράθυρο «Project Settings – Convergence Criteria»



Εικόνα 76: Παράθυρο «Project Settings – Iterative Strategy»



Εικόνα 77: Παράθυρο «Project Settings – Integration Scheme»

## Κεφάλαιο 6

### Ανάλυση Κτιρίου μέσω του Υπολογιστικού Προσομοιώματος

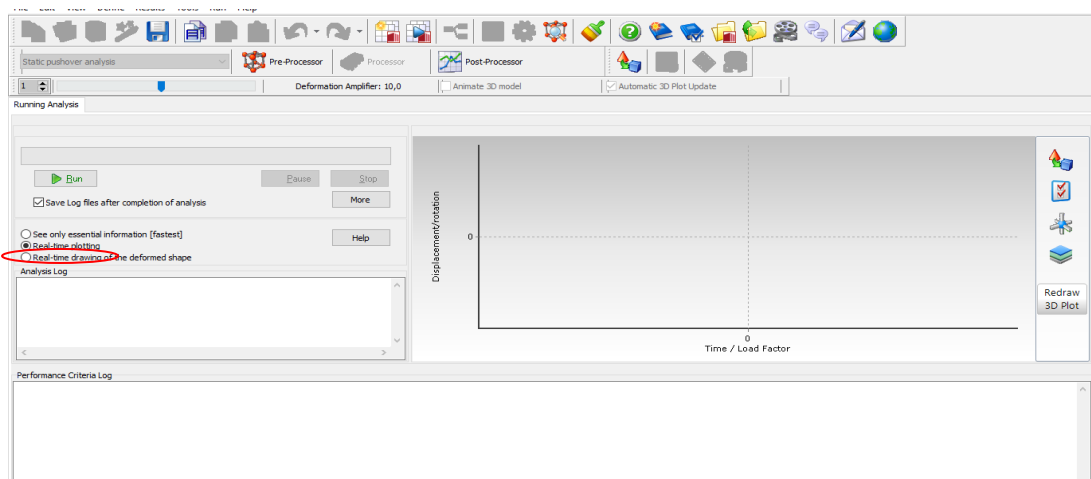
Η ανάλυση του κτιρίου στο υπολογιστικό προσομοίωμα γίνεται για την ανίχνευση, μέσω του προγράμματος Seismostruct, τόσο της Στοχευόμενης Μετακίνησης για τον δεδομένο στόχο σεισμικής αποτίμησης, όσο και των δομικών στοιχείων τα οποία υπέστησαν βλάβη από τη δεδομένη σεισμική φόρτιση. Στο παρόν Κεφάλαιο θα γίνει αναφορά μόνο στον υπολογισμό της Στοχευόμενης Μετακίνησης, καθώς τα λοιπά αποτελέσματα θα παρουσιασθούν εκτενώς στο επόμενο Κεφάλαιο.

#### 6.1 Επεξεργασία Δεδομένων - Processor

Η επεξεργασία των ήδη τεθέντων, στο πεδίο Pre-Processor, δεδομένων γίνεται στο πεδίο Processor, όπου το κτίριο καταπονείται με τον σεισμό που έχει ορισθεί στο πεδίο Target Displacement του Pre-Processor και η συμπεριφορά του για τη δεδομένη σεισμική φόρτιση μελετάται βήμα προς βήμα. Η απεικόνιση της συμπεριφοράς του κτιρίου μπορεί να γίνει:

- α. Με τη μορφή εμφάνισης των βασικών πληροφοριών φορτίσεως
- β. Με τον (σε αληθινό χρόνο) σχεδιασμό της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου, δηλαδή το διάγραμμα που απεικονίζει τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου σε σχέση με το επιβαλλόμενο σεισμικό φορτίο
- γ. Με την (σε αληθινό χρόνο) απεικόνιση των παραμορφώσεων του φορέα.

Στο πλαίσιο της επεξεργασίας του παρόντος κτιρίου, επιλέχθηκε η απεικόνιση της σεισμικής συμπεριφοράς του με τον σχεδιασμό της καμπύλης ικανότητας αυτού σε αληθινό χρόνο. Για τον λόγο αυτόν, γίνεται μετάβαση στο πεδίο «Processor» του προγράμματος και επιλέγεται το «Real Time Plotting».



Εικόνα 78: Πεδίο «Processor» (Real Time Plotting) του Seismostruct

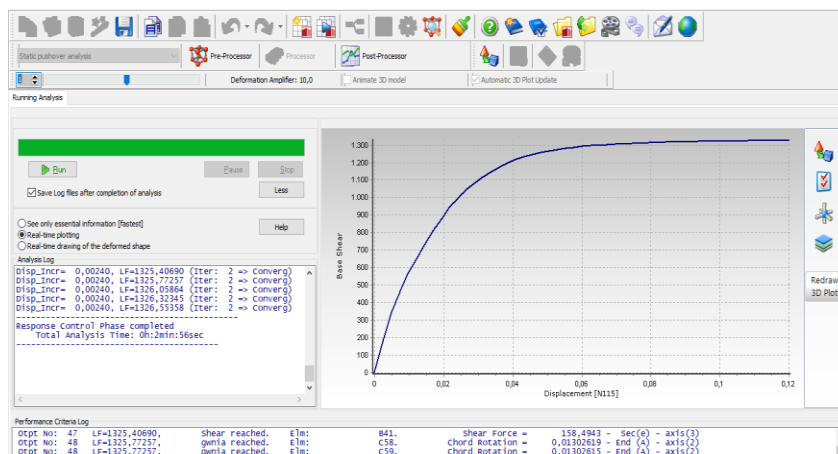
Ακολούθως, υλοποιείται η σεισμική φόρτιση επί του κτιρίου με την επιλογή «Run» και στη συνέχεια παρουσιάζεται σταδιακά η μόρφωση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής. Στο υπό εξέταση κτίριο έλαβαν χώρα, συνολικά, τέσσερις (4) σεισμικές φορτίσεις:

- α. Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά x
- β. Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά y
- γ. Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά x
- δ. Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά y

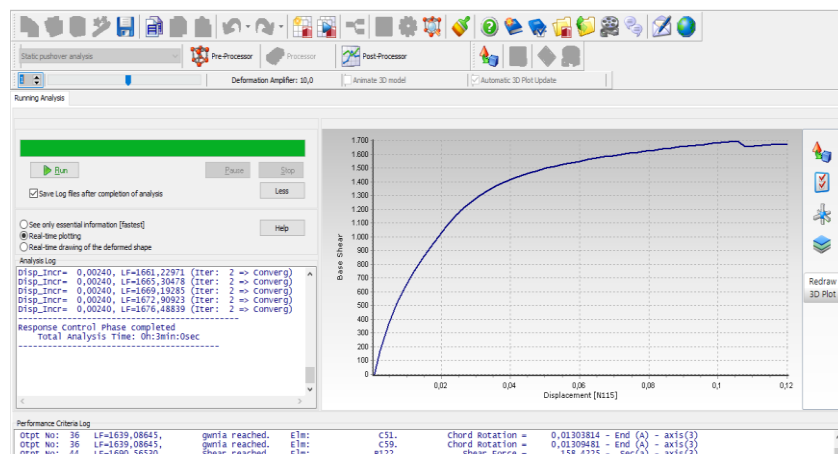
## 6.2 Παρουσίαση Φορτίσεων - Καμπύλης Ικανότητας

Σε κάθε μία από τις ανωτέρω φορτίσεις έγινε εισαγωγή των δεδομένων, όπως αυτή αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 5, και ακολούθως έκαστος φορέας ελέγχθηκε ως προς τη συμπεριφορά του για τον δεδομένο σεισμό. Παρακάτω, παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας όπως αυτή προέκυψε από κάθε φόρτιση.

### 6.2.1 Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά x

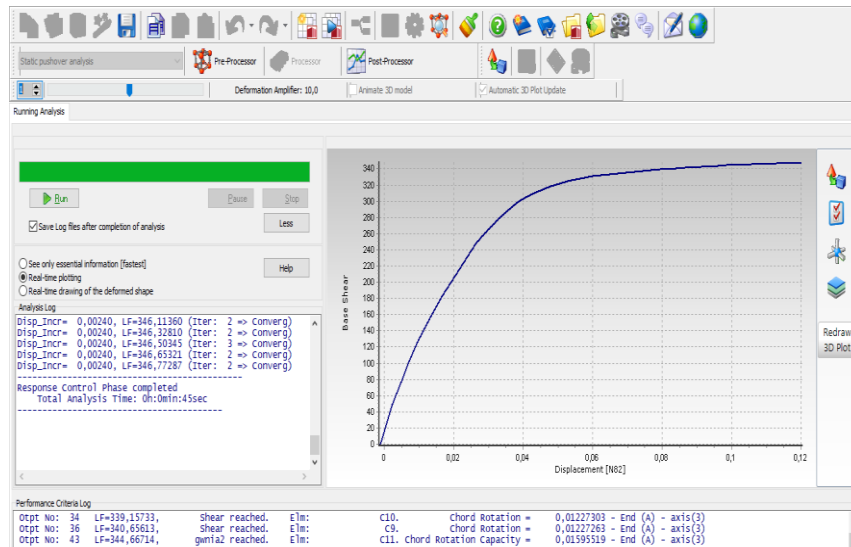


### 6.2.2 Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά y

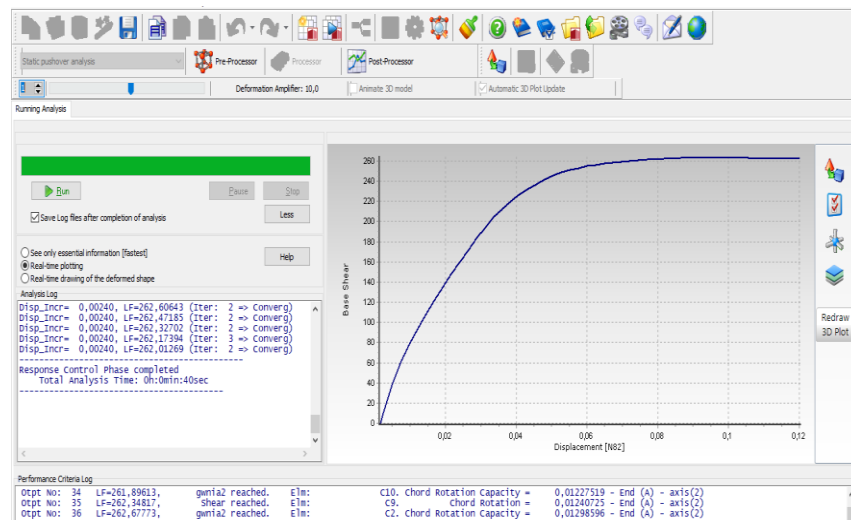




### 6.2.3 Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά x



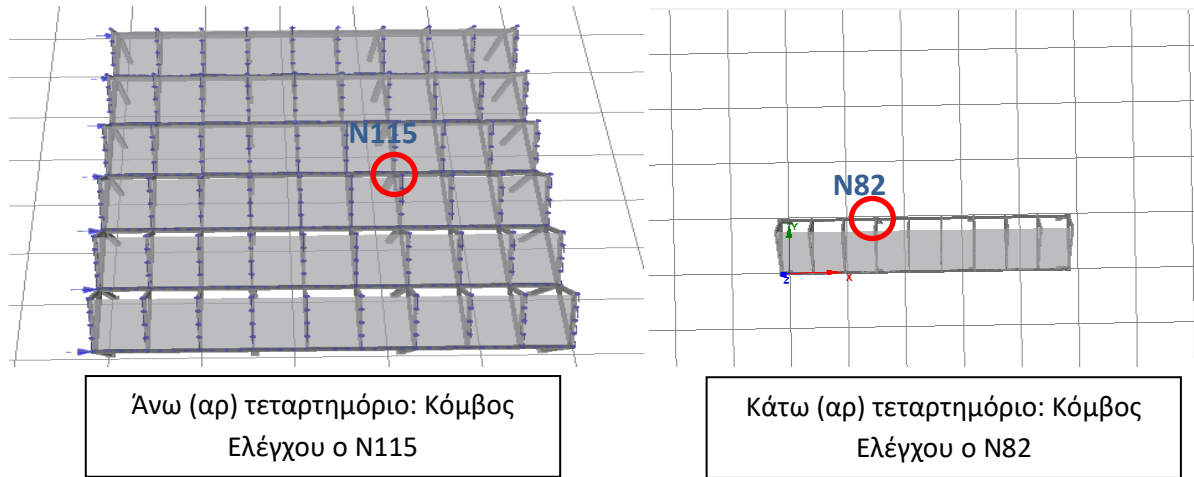
### 6.2.4 Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά y



## 6.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση

Η Στοχευόμενη Μετακίνηση για κάθε μία από τις ανωτέρω αναλύσεις υπολογίζεται αυτομάτως στο πεδίο «Post Processor- Target Displacement» και αφορά στον Κόμβο Ελέγχου, όπως αυτός έχει οριστεί από τον χρήστη. Ο κόμβος ελέγχου θα πρέπει να προσεγγίζει, όσο καλύτερα γίνεται, το κέντρο μάζας του εξεταζόμενου φορέα. Στο παρόν κτίριο, ο κόμβος ελέγχου ορίσθηκε ως εξής:

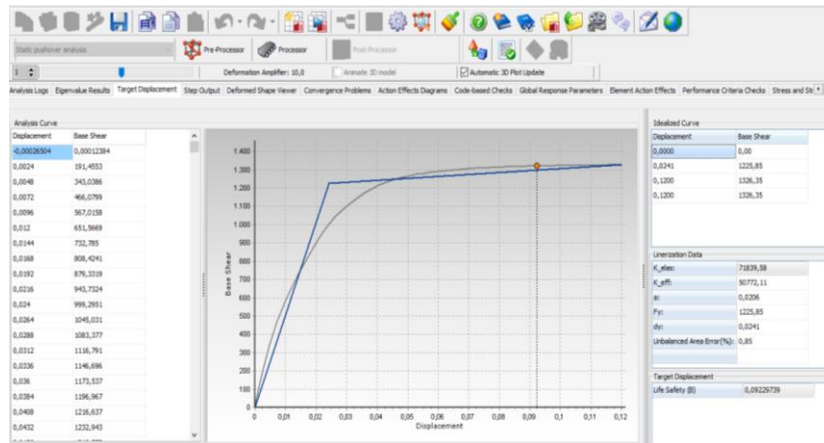
- α. Άνω (αρ) τεταρτημόριο: Ο κόμβος N115
- β. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο: Ο κόμβος N82



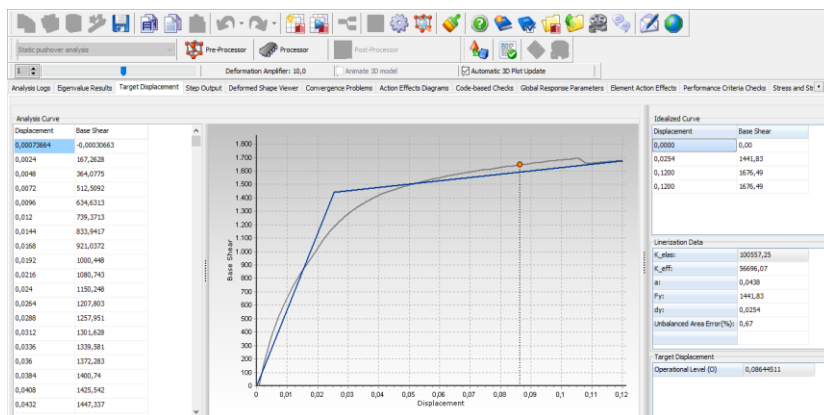
Εικόνα 79: Κόμβοι Ελέγχου Φορέα

Παρακάτω παρουσιάζεται η Στοχευόμενη Μετακίνηση, όπως αυτή υπολογίσθηκε από το λογισμικό για κάθε περίπτωση εξεταζόμενου φορέα.

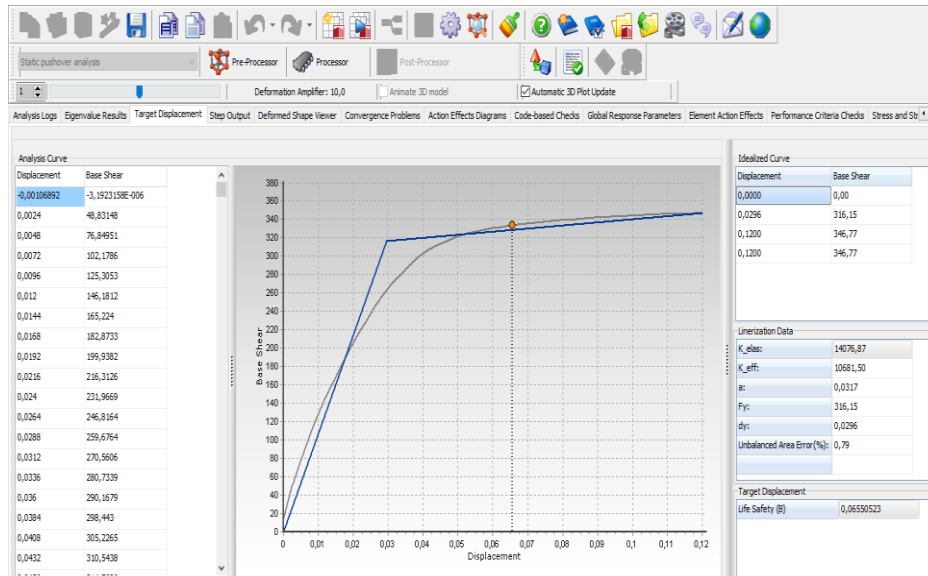
**6.3.1 Στοχευόμενη Μετακίνηση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά x:**  
 $\delta t_x = 0,092m$



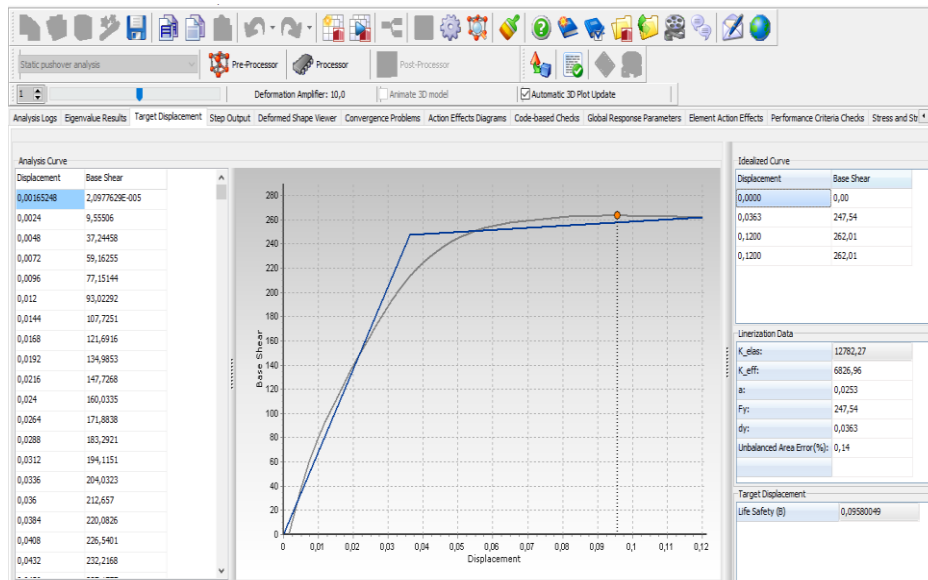
**6.3.2 Στοχευόμενη Μετακίνηση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά y:**  
 $\delta t_y = 0,086m$



### 6.3.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά x: $\delta t_x = 0,065m$



### 6.3.4 Στοχευόμενη Μετακίνηση κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά y: $\delta t_y = 0,096m$



## Κεφάλαιο 7

### Υπολογισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας και Διατμητικής Αντοχής Δομικών Στοιχείων

Για την εκτίμηση της αντοχής του κτιρίου στην ασκούμενη σεισμική φόρτιση και έχοντας επιλέξει τον κατάλληλο στόχο σεισμικής αποτίμησης ανάλογα με τη σπουδαιότητα του κτιρίου, απαιτείται ο υπολογισμός των Σταθμών Επιτελεστικότητας. Το δόμημα θεωρείται ότι είναι ασφαλές έναντι του επενεργούντος σεισμού εφόσον η υπολογισθείσα Στοχευόμενη Μετακίνηση, για τον δεδομένο στόχο σεισμικής αποτίμησης, είναι μικρότερη από την αντίστοιχη υπολογισθείσα τιμή μετακίνησης για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Στην παρούσα εργασία, η Στοχευόμενη Μετακίνηση υπολογίσθηκε αυτομάτως από το Seismostruct (Κεφ.6), ενώ Στάθμες Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση», καθώς και η διατμητική αντοχή των δομικών στοιχείων υπολογίζονται στο παρόν Κεφάλαιο, χρησιμοποιώντας το τυπολόγιο που περιλαμβάνεται στον ΚΑΝΕΠΕ.

#### 7.1 Τυπολόγιο ΚΑΝΕΠΕ

##### 7.1.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και «Οινεί Κατάρρευση»

Για πρωτεύοντα στοιχεία :  $d_d \cong 0,50(d_y + d_u) / \gamma_{Rd}$ .

Για δευτερεύοντα στοιχεία :  $d_d \cong d_u / \gamma_{Rd}$

Για τοιχοπληρώσεις :  $d_d \cong d_u / \gamma_{Rd}$ .

Στην ενδιάμεση στάθμη επιτελεστικότητας (B), «Προστασία ζώης», ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές και εκτεταμένες μεταλαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια έναντι ενδεχόμενης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας.

Για πρωτεύοντα στοιχεία :  $d_d \cong d_u / \gamma_{Rd}$ .

Για δευτερεύοντα στοιχεία :  $d_d \cong d_u$ , με  $\gamma_{Rd} = 1$ .

Για τοιχοπληρώσεις :  $d_d \cong d_u$ , με  $\gamma_{Rd} = 1$ .

Στη στάθμη επιτελεστικότητας (Γ), «Αποφυγή κατάρρευσης», ο φέρων οργανισμός αναπτύσσει μεγάλες μεταλαστικές παραμορφώσεις και επιτρέπεται να φθάσει ακόμη και σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, για πολλά δομικά στοιχεία, βεβαίως χωρίς να καταρρεύσει υπό τα φορτία βαρύτητας.

##### 7.1.2 Γωνία Στροφής Χορδής στη Διαρροή

Για δοκούς ή υποστύλωματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_y z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

όπου:  $L_s$ : Μήκος διατμήσεως (συνήθως  $H/2$ , όπου  $H$  το μήκος του δομικού στοιχείου),  $d_b$ :  $H$  διάμετρος του διαμήκους οπλισμού,  $a_y$ : Συντελεστής ίσος με 1, εάν η λοξή ρηγμάτωση προηγείται της καμπτικής διαρροής,  $z$ : Μοχλοβραχίονας

εσωτερικών δυνάμεων ( $=0,9d$ , όπου  $d$  το στατικό ύψος της διατομής),  $h$ : Ύψος αρχικού στοιχείου ή ύψος διατομής.

### 7.1.3 Γωνία Στροφής Χορδής στην Αστοχία (Πίνακες Παραρτήματος 7B ΚΑΝΕΠΕ)

Οι Πίνακες αφορούν ανακυκλιζόμενη φόρτιση και στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη πλάτους  $b$  και με κατασκευαστικές λεπτομέρειες για αντισεισμικότητα (κατά τις αντιλήψεις και διατάξεις που εφαρμόζονται στην Ελλάδα μετά το 1985), πάντως δε με σιδηροπλισμούς με νευρώσεις.

Σε στοιχεία χωρίς αντισεισμικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες (δηλαδή, κατασκευασμένα με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985) τίθεται  $\alpha_{\omega}=0$  αν οι συνδέτηρες δεν είναι κλειστοί προς τα μέσα, ενώ επί πλέον οι τιμές των Πινάκων για τη μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία,  $\theta_u$ , ή για τη μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία,  $\theta_u^{pl}$ , χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί 0,833 στην περίπτωση σιδηροπλισμών με νευρώσεις. Στην περίπτωση λείων χαλύβων, οι τιμές των Πινάκων για τη μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία,  $\theta_u$ , χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί 0,79, και για τη μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία,  $\theta_u^{pl}$ , επί 0,75.

Οι σχετικοί Πίνακες αφορούν μέσες τιμές των γωνιών στροφής.

Για ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων οιονεί-πλάστιμων στοιχείων, κατά το Κεφ. 9, οι υπόψη μέσες τιμές διαιρούνται με τον κατάλληλον συντελεστήν  $\gamma_{Rd}$ , με τιμές κατά το Κεφ. 9

Τέλος, για παλαιότερους ψαθυρότερους χάλυβες (βλ. και Παρ. 4.2), οι υπόψη μέσες τιμές των Πινάκων χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί τελικόν συντελεστήν 0,6 για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία,  $\theta_u$ , ή 0,5 για τον υπολογισμό της πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία,  $\theta_u^{pl}$ .

#### 1) Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία

Μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, $\theta_u$ (%) - Δοκοί & Υποστυλώματα								
$f_w' / (\omega + \omega_v)$ (MPa)	5	10	15	20	25	30	35	40
$M/Vh = \alpha_s$								
1	2,3	2,7	2,9	3,1	3,3	3,4	3,5	3,6
2	2,9	3,4	3,7	4,0	4,2	4,3	4,5	4,6
3	3,3	3,9	4,3	4,6	4,8	5,0	5,2	5,3
4	3,7	4,3	4,7	5,0	5,3	5,5	5,7	5,9
5	4,0	4,7	5,1	5,5	5,7	6,0	6,2	6,4
6	4,3	5,0	5,4	5,8	6,1	6,4	6,6	6,8

Μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, $\theta_u$ (%) - Τοιχώματα								
$f_w' / (\omega + \omega_v)$ (MPa)	5	10	15	20	25	30	35	40
$M/Vh = \alpha$								
1	1,3	1,5	1,7	1,8	1,9	2,0	2,0	2,1
2	1,7	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7
3	1,9	2,3	2,5	2,6	2,8	2,9	3,0	3,1
4	2,1	2,5	2,7	2,9	3,1	3,2	3,3	3,4
5	2,3	2,7	3,0	3,2	3,3	3,5	3,6	3,7
6	2,5	2,9	3,2	3,4	3,5	3,7	3,8	3,9

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_u$ λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου $\nu = N/bhf$							
$\nu =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\lambda_{\nu} =$	1,00	0,89	0,79	0,70	0,62	0,55	0,49

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_u$ λόγω ενεργού ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού οπλισμού περίσφιγξης						
$\alpha_{\omega} =$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$\lambda_{\alpha\omega} =$	1,00	1,08	1,17	1,27	1,33	1,38

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_a$ λόγω διαδιαγώνιου οπλισμού $\rho_d$ % ανά διεύθυνση				
$\rho_d$ (%) =	0	0,5	1	1,5
$\lambda_{pd}$ =	1,00	1,12	1,25	1,40

2) Πλαστική γωνία στροφής κατά την αστοχία

Μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία $\theta_a^{Pl}$ (%) - Δοκοί & Υποστυλώματα - $f_c=25\text{MPa}$									
$\omega' / (\omega + \omega_v)$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
$M/Vh = L_v/h$									
1	1,7	2,1	2,4	2,6	2,7	2,9	3,0	3,2	3,3
2	2,2	2,7	3,0	3,3	3,5	3,7	3,9	4,0	4,2
3	2,5	3,1	3,5	3,8	4,0	4,3	4,5	4,6	4,8
4	2,8	3,4	3,8	4,2	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3
5	3,0	3,7	4,1	4,5	4,8	5,1	5,3	5,6	5,8
6	3,2	3,9	4,4	4,8	5,1	5,4	5,7	5,9	6,1

Μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία $\theta_a^{Pl}$ (%) - Τοιχώματα - $f_c=25\text{MPa}$									
$\omega' / (\omega + \omega_v)$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
$M/Vh = L_v/h$									
1	0,9	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,8
2	1,2	1,5	1,7	1,8	2,0	2,1	2,2	2,3	2,3
3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7
4	1,5	1,9	2,1	2,3	2,5	2,6	2,8	2,9	3,0
5	1,7	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
6	1,8	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,2	3,3	3,4

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_a^{Pl}$ λόγω θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος $f_c$							
$f_c =$	10	15	20	25	30	35	40
$\lambda_{fc} =$	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_a^{Pl}$ λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου $v = N/bhf_c$							
$v =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\lambda_v =$	1,00	0,87	0,76	0,66	0,57	0,50	0,44

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_a^{Pl}$ λόγω ενεργού ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού οπλισμού περίσφιξης						
$\alpha\omega_w =$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$\lambda_{\omega w} =$	1,00	1,08	1,17	1,27	1,33	1,38

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_a^{Pl}$ λόγω διαδιαγώνιου οπλισμού $\rho_d$ % ανά διεύθυνση				
$\rho_d$ (%) =	0	0,5	1	1,5
$\lambda_{pd} =$	1,00	1,13	1,28	1,44

### 7.1.4 Καμπυλότητα Διαρροής Ορθογωνικής Διατομής Σκυροδέματος (Παράρτημα 7Α ΚΑΝΕΠΕ)

Το παρόν παράρτημα ισχύει για ορθογωνικές διατομές. Ισχύει επίσης και για διατομές Γ, Τ, Π, κ.λπ. στις οποίες η θλιβόμενη ζώνη έχει σταθερό πλάτος b. Η συνθήκη αυτή ελέγχεται με βάση το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή  $\xi_y d$ , με  $\xi_y$  που υπολογίζεται από την Εξ. (Α.3).

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (A.1)$$

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του  $\epsilon_c \approx 1.8f_c/E_c$ ), τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (A.2)$$

Λαμβάνεται η μικρότερη των τιμών  $(1/r)_y$  από τις Εξ. (Α.1) και (Α.2).

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή,  $\xi_y$ , ανηγμένο στο στατικό ύψος d, είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A, \quad (A.3)$$

όπου  $\alpha = E_s/E_c$  και τα Α, Β προσδιορίζονται από τις κατωτέρω Εξ. (Α.4) ή (Α.5), εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

Ι. Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}, \quad (A.4)$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_c b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f_c} \quad (\text{A.5})$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta')$$

Στις Εξ. (Α.4) και (Α.5),  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho_v$  είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (αηγημένα στο bd),  $\delta' = d'/d$ , όπου  $d'$  η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη).

Με δεδομένη την καμυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή  $M_y$  προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0.5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6} (1-\delta') \right] (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\}. \quad (\text{A.6})$$

Αντί των Εξ. (Α.1) έως και (Α.5) μπορούν να χρησιμοποιηθούν προσεγγιστικά οι ημι-εμπειρικές σχέσεις:

Για υποστυλώματα ή δοκούς:

$$(1/r)_y = 1.77 f_y / E_s h \quad (\text{A.7a})$$

ή

$$(1/r)_y = 1.55 f_y / E_s d \quad (\text{A.7b})$$

Για τοιχώματα:

$$(1/r)_y = 1.44 f_y / E_s h \quad (\text{A.8a})$$

ή

$$(1/r)_y = 1.36 f_y / E_s d \quad (\text{A.8b})$$

## 7.1.5 Διατμητική Αντοχή Ορθογωνικής Διατομής Οπλισμένου Σκυροδέματος (Παράρτημα 7Γ ΚΑΝΕΠΕ)

Η διατμητική αντοχή,  $V_R$ , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει  $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$ . Το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής:  $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$ , ισούται με τον λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή  $\theta_y$  κατά τις Εξ. (Σ.2) και (Σ.3).

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του  $\mu_{\theta}^{pl}$  ως ακολούθως (μονάδες MN και m):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_z} \min(N; 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \left[ 0.16 \max(0.5; 100 \rho_{wt}) (1 - 0.16 \min(5; \alpha_c)) \sqrt{f_c A_c} + V_w \right], \quad (\text{Γ.1})$$

όπου:

- h: ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές),
- x: ύψος της θλιβόμενης ζώνης,
- N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)
- $\alpha_c$ : λόγος διάτμησης,
- $A_c$ : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με  $b_w d$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψος d, ή με  $\pi D_c^2/4$  (όπου  $D_c$  = διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές,
- $f_c$ : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa),
- $\rho_{wt}$ : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκόμενου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου),
- $V_w$ : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:

- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$ :

$$V_w = \rho_w b_w f_{yw} \quad (\text{Γ.2})$$

όπου:

- $\rho_w$ : το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,
- z: ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσοι με d-d' σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με 0.8h σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και
- $f_{yw}$ : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

## 7.2 Υπολογισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας και Αντοχής Φορέα

Για κάθε ένα από τα εξεταζόμενα τμήματα του κτιρίου και κατά τις διευθύνσεις x και y έγινε υπολογισμός των Σταθμών Επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση», «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση», χρησιμοποιώντας το τυπολόγιο του ΚΑΝΕΠΕ. Κατόπιν, έγινε έλεγχος ασφάλειας του δομήματος, δηλαδή εάν η ήδη υπολογισθείσα Στοχευόμενη Μετακίνηση υπερβαίνει ή όχι τη μετακίνηση για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Τονίζεται ότι υπολογίσθηκε, μέσω του τυπολογίου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κεφ. 4), η Στοχευόμενη Μετακίνηση, ώστε η προκύπτουσα τιμή να συγκριθεί με την τιμή που προκύπτει από το πρόγραμμα Seismostruct.

Προς ευκολία υπολογισμών, τα δεδομένα και το απαραίτητο τυπολόγιο εισήχθησαν σε πρόγραμμα Microsoft Excel. Τα αποτελέσματα δίδουν την εκτίμηση για το αν το κτίριο είναι ασφαλές έναντι σεισμού, για κάθε Στάθμη Επιτελεστικότητας. Παρακάτω, παρουσιάζονται όλα τα υπολογιστικά φύλλα του προγράμματος Microsoft Excel.

ΔΕΔΟΜΕΝΑ						
1. Εξεταζόμενο στοιχείο:	Υποστυλώματα C50/50	21. Δόνημα σπρεγμάτων ευαισθητο ή αντιστραμμένο εκκρεμές	Ναι	(επιλογές: "Ναι" ή "Όχι")		
2. Μέση τιμή αντοχής ακροδέκματος	f <sub>t</sub> = 16 (MPa)	22. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων	ΣΑΔ:	Ικανοποιητική	(επιλογές: "Υψηλή", "Ικανοποιητική", "Ανεκτή")	
3. Μέση τιμή τάσης διαρροής χάλυβα	f <sub>t</sub> = 240 (MPa)	23. Κατάσταση υφιστάμενων βλαβών/επεμβάσεων στο κτίριο	Ελαφρές	(επιλογές: "Έντονες", "Ελαφρές", "Καθόλου")		
4. Μέτρο ελαστικότητας ακροδέκματος	E <sub>s</sub> = 21000 (MPa)	24. Χρήση παλαιότερων φαινομένων χάλυβα	Ναι	(επιλογές: "Ναι" ή "Όχι")		
5. Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα	E <sub>s</sub> = 200000 (MPa)	25. Έτος κατασκευής κτιρίου	1959			
6. Καθαρό ύψος / Μήκος στοιχείου	H = 6,00 (m)	26. Είδος συλόπτηλων	Λεία	(επιλογές: "Λεία" ή "Με νευρώσεις")		
7. Ύψος / μήκος στοιχείου μέχρι κατασκ. κάμβο	H = 6,45 (m)	27. Τύπος φορέα	1	(επιλογές: "1" ή "2")		
8. Πάχος επικάλυψης οπλισμού	c = 0,02 (m)	28. Αριθμός δομημένων οπλισμών ανά παρειά	(b) 3 (h) 3			
9. Ύψος διατομής στοιχείου	h = 0,50 (m)	29. Εσωτερικοί συνδέτριοι οπλισμοί				
10. Διάμετρος διατομής στοιχείου	b = 0,50 (m)	α. Ρομβοειδείς	I <sub>r</sub> = 0 (m)			
11. Διάμετρος περιμετρικού συνδέτριου οπλισμού	d <sub>s</sub> = 0,006 (m)	β. Στρογγυλεμένες	d <sub>w</sub> = 0 (m)			
12. Κατακόρυφη απόσταση συνδέτρων	s = 0,2 (m)	Μήκος πλευράς κατά x	I <sub>mx</sub> = 0 (m)			
13. Εφέλιμοι οπλισμοί διατομής	Ποσότητα Διαμέτρος 2 20 (mm) 1 16 (mm) 0 0 (mm)	Μήκος πλευράς κατά y	I <sub>my</sub> = 0 (m)			
14. Θλιβόμενοι οπλισμοί διατομής	Ποσότητα Διαμέτρος 2 20 (mm) 1 16 (mm) 0 0 (mm)	Διάμετρος οπλισμού	d <sub>w</sub> = 0 (m)			
15. Παρεμβαλλόμενοι οπλισμοί διατομής	Ποσότητα Διαμέτρος 2 16 (mm) 0 0 (mm) 0 0 (mm)	γ. Στρογγυλεμένες	I <sub>mx</sub> = 0 (m) I <sub>my</sub> = 0 (m) d <sub>w</sub> = 0 (m)			
16. Ασκούμενη αξονική δύναμη	N = 397,25 (kN)	δ. Απλοί εμβάσεις	I <sub>rx</sub> = 0 (m) I <sub>ry</sub> = 0 (m) d <sub>w</sub> = 0 (m)			
17. Συντελεστής τέμνουσας διαρροής C <sub>90</sub>	C <sub>90</sub> = 0,12	Ποσότητα κατά x				
18. Συντελεστής τέμνουσας διαρροής C <sub>90</sub>	k <sub>f</sub> = 0,15	Μήκος κατά x	I <sub>rx</sub> = 0 (m)			
19. Κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα	Ναι (επιλογές: "Ναι" ή "Όχι")	Ποσότητα κατά y	I <sub>rx</sub> = 0 (m)			
20. Κατηγορία αποδοτικότητας κτιρίου	v = II (επιλογές: "I", "II", "III", "IV")	Μήκος κατά y	I <sub>ry</sub> = 0 (m)			
Κατηγορίες αποδοτικότητας για κτίρια		Διάμετρος οπλισμού	d <sub>w</sub> = 0 (m)			
Κατηγορία αποδοτικότητας	ν	Περιγραφή				
I	0.80	Κτίρια δευτεροβάθμιας σημασίας για τη δημοσία ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.				
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στην άλλες κατηγορίες.				
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες κατασκευής, π.χ. σχολεία, αθλητικές συνθέσεις, πολιτιστικά κτίρια κλπ.				
IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικά σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.				
34. Μορφή συστήματος κτιρίου		34. Μορφή συστήματος κτιρίου	Πλευρικό	(επιλογές: "Πλευρικό" ή "Μικτό")		
35. Κατηγορία Εδάφους		35. Κατηγορία Εδάφους	B	(επιλογές: "A", "B", "C", "D", "E" στη Λατινική Γραφή)		
36. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας		36. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z = 2	(επιλογές: "1", "2", "3")		
37. Βάρος ενωθίμων κτιρίου		37. Βάρος ενωθίμων κτιρίου	W = 7943,24 (kN)			
38. Απόσβεση κατασκευής (β)		38. Απόσβεση κατασκευής (β)	ξ = 5			
39. Διαστάσεις υποστυλωμάτων φορέα (m)		39. Διαστάσεις υποστυλωμάτων φορέα (m)	α. 0,40 β. 0,45 γ. 0,50 δ. 0,50 ε. 0,45	Κλίμα σε φύλλον	Ποσότητα	Καθαρό ύψος (m)
40. Αριθμός ορόφων κτιρίου		40. Αριθμός ορόφων κτιρίου	n = 1			
41. Εμφάνιση παρειάς τετραπλευρικών ή απουσία αυτών		41. Εμφάνιση παρειάς τετραπλευρικών ή απουσία αυτών	Ναι	(επιλογές: "Ναι" ή "Όχι")		
42. Επιδιομηνη Στάθμη Επιτελεστικότητας		42. Επιδιομηνη Στάθμη Επιτελεστικότητας	B1	(επιλογές: "A1", "A2", "B1", "B2", "F1", "F2" στην Ελληνική Γραφή)		
43. Ψήφι συνδυασμών προς ελαστική διακαμμία		43. Ψήφι συνδυασμών προς ελαστική διακαμμία	Κε/Κο = 0,50			
Όταν δεν διαθέτουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δοκαμίας κατά τον Πίνακα που ακολουθεί		Όταν δεν διαθέτουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δοκαμίας κατά τον Πίνακα που ακολουθεί				
Πίνακας 2.4.1: Τιμές δοκαμίας		Πίνακας 2.4.1: Τιμές δοκαμίας				
A/α	Δομικό στοιχείο	Δοκαμμία				
1.1	Υποστυλώματα εσωτερικά	0,8*(E <sub>s</sub> L)				
1.2	Υποστυλώματα περιμετρικά	0,6*(E <sub>s</sub> L)				
2.1	Τείχη, μη-πρισματικές	0,7*(E <sub>s</sub> L)				
2.2	Τείχη, πρισματικές (1)	0,5*(E <sub>s</sub> L)				
3	Δοκός (2)	0,4*(E <sub>s</sub> L)				
(1) Η επαναλαμβανόμενη με σκέλες μεθόδους		(1) Η επαναλαμβανόμενη με σκέλες μεθόδους				
(2) Για τις πλακοειδείς μορφές Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υψήνη I <sub>s</sub> = (1,5 ή 2,0)I <sub>κ</sub> , αντίστοιχώς, όπου I <sub>κ</sub> είναι η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.		(2) Για τις πλακοειδείς μορφές Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υψήνη I <sub>s</sub> = (1,5 ή 2,0)I <sub>κ</sub> , αντίστοιχώς, όπου I <sub>κ</sub> είναι η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.				
Πίνακας 2.1 Στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέρουσας οργανοστού		Πίνακας 2.1 Στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέρουσας οργανοστού				
Πρόσδοξη υπέρβαση σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής: των 50 ετών		Πρόσδοξη υπέρβαση σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής: των 50 ετών				
1	10%	A1	B1	F1		
2	50%	A2	B2	F2		

Εικόνα 80: Σελίδα «ΔΕΔΟΜΕΝΑ» του προγράμματος Excel



ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ dy					
1. Μέγιστη διάμετρος διαμήκουσ οπλισμού	db =	20 (mm)	20. Ύψος θλιβόμενης ζώνης	x =	0,170 (m)
2. Στατικό ύψος διατομής	d =	0,464 (m)	21. Ροπή διαρροής	M <sub>d</sub> =	169,14 (KNm)
3. Ύψος d' διατομής	d' =	0,036 (m)	22. Τέμνουσα διαρροής λόγω καμπτικής ροπής	V <sub>sd</sub> =	56,38 (KN)
4. Συντελεστής δ'	δ' =	0,078	23. Συντελεστής k τέμνουσας διαρροής (λοξή ρηγμάτωκ	k =	1,657
5. Μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων	z =	0,428 (m)	24. Αρχική τιμή τέμνουσας διαρροής	V <sub>sd1</sub> =	60,83 (KN)
6. Μήκος διατμήσεως	L <sub>s</sub> =	3 (m)	25. Ελάχιστη τιμή τέμνουσας διαρροής	V <sub>sd2</sub> =	60,89 (KN)
7. Ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού	ρ =	0,00357	26. Τελική τιμή τέμνουσας διαρροής	V <sub>sd3</sub> =	60,89 (KN)
8. Ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού	ρ' =	0,00357	27. Τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση	V <sub>sd4</sub> =	961,87 (KN)
9. Ποσοστό παρεμβαλλόμενου οπλισμού	ρ <sub>s</sub> =	0,00173	28. Συντελεστής α <sub>s</sub>	α <sub>s</sub> =	0
<u>Διαρροή Λόγω Παραμορφώσεως Χάλυβα</u>				29. Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος,	
10. Όρος Α	A =	0,0175	όπως προκύπτει από την f <sub>t</sub> αυτού:	E <sub>c</sub> =	27402,74 (MPa)
11. Όρος Β	B =	0,0134	30. Συντελεστής ασφαλείας μέσης τιμής υλικών	γ <sub>m</sub> =	1,10 (MPa)
12. Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α =	9,52	31. Τελική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος	f <sub>ck</sub> =	14,55 (MPa)
13. Συντελεστής ύψους θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή	ξ =	0,37	32. Τελική εφελκυστική αντοχή χάλυβα	f <sub>yk</sub> =	218,18 (MPa)
14. Καμπυλότητα διαρροής	(1/r) <sub>d</sub> =	0,004			
<u>Διαρροή Λόγω Παραμορφώσεως Σκυροδέματος</u>					
15. Όρος Α	A =	0,0013			
16. Όρος Β	B =	0,0048			
17. Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α =	9,52			
18. Συντελεστής ύψους θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή	ξ <sub>m</sub> =	0,29			
19. Καμπυλότητα διαρροής	(1/r) <sub>d</sub> =	0,009			

ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΞΙΣΩΣΗΣ θγ		ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΞΙΣΩΣΗΣ M <sub>d</sub>	
(1/r) <sub>d</sub> * ((L <sub>s</sub> + α <sub>s</sub> * z) / 3)	0,0037	b * d * ρ * (1/r) <sub>d</sub>	0,0001851
0,0014 * (1 + (1,5 * (h/L <sub>s</sub> )))	0,0018	E <sub>c</sub> * (ξ <sub>m</sub> / 2)	1403162,8
((1/r) <sub>d</sub> * d <sub>s</sub> * f <sub>t</sub> ) / (8 * f <sub>ck</sub> * L <sub>s</sub> <sup>1/2</sup> )	0,0005	0,5 * (1 + δ) * (ξ <sub>m</sub> / 3)	0,4169396

ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΞΙΣΩΣΗΣ V <sub>sd</sub>			
180 * (100 * ρ <sub>sd</sub> ) <sup>1/3</sup>	173,03	[1 + (0,2/d) <sup>1/2</sup> ] <sup>1/3</sup> * f <sub>td</sub>	4,04
35 * (1 + (0,2/d) <sup>1/2</sup> ) <sup>1/3</sup> * f <sub>td</sub>	70,38	0,15 * (N/A)	262,19

(1 - ξ <sub>m</sub> ) * ρ	0,0022681
(ξ <sub>m</sub> - δ) * ρ'	0,0010295
(ρ <sub>s</sub> / 6) * (1 - δ)	0,0002665
(1 - δ) * (E <sub>c</sub> / 2)	92241379

Εικόνα 81: Σελίδα «ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ dy» του προγράμματος Excel

ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ du			
1. Μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού	ω =	0,054	
2. Μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού	ω' =	0,054	
3. Μηχανικό ποσοστό παρεμβαλλόμενου οπλισμού	ω <sub>s</sub> =	0,026	
4. Ποσότητα π = f <sub>ct</sub> * ω' / ω + ω <sub>s</sub>	π =	10,78	
5. Λόγος διατμήσεως	α =	6,00	( >=2, άρα οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων )
6. Αρχική τιμή γωνίας στροφής κατά την αστοχία	θ <sub>u αρχ</sub> =	5,0625 (rad)	(από τον κάτωθι πίνακα, με βάση τις ευρεθείσες τιμές π και α <sub>s</sub> )
<u>Γωνία στροφής γορδής κατά την αστοχία</u>			
<b>Ενδιάμεση Τιμή: 3,1388 (rad)</b> (εφ' όσον υφίστανται παλαιότεροι ψαθυροί χάλυβες)			

Μέση τιμή γωνίας στροφής γορδής στην αστοχία, θ <sub>s</sub> (%) - Δοκοί & Υποστυλώματα								
f <sub>wd</sub> '(ω-ω') (MPa)	5	10	15	20	25	30	35	40
M/Vh = α <sub>s</sub>								
1	2,3	2,7	2,9	3,1	3,3	3,4	3,5	3,6
2	2,9	3,4	3,7	4,0	4,2	4,3	4,5	4,6
3	3,3	3,9	4,3	4,6	4,8	5,0	5,2	5,3
4	3,7	4,3	4,7	5,0	5,3	5,5	5,7	5,9
5	4,0	4,7	5,1	5,5	5,7	6,0	6,2	6,4
6	4,3	5,0	5,4	5,8	6,1	6,4	6,6	6,8

Μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία θ <sub>s</sub> <sup>P</sup> (%) - Δοκοί & Υποστυλώματα - ξ=25MPa									
ω'/(ω-ω')	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
M/Vh = α <sub>s</sub>									
1	1,7	2,1	2,4	2,6	2,7	2,9	3,0	3,2	3,3
2	2,2	2,7	3,0	3,3	3,5	3,7	3,9	4,0	4,2
3	2,5	3,1	3,5	3,8	4,0	4,3	4,5	4,6	4,8
4	2,8	3,4	3,8	4,2	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3
5	3,0	3,7	4,1	4,5	4,8	5,1	5,3	5,6	5,8
6	3,2	3,9	4,4	4,8	5,1	5,4	5,7	5,9	6,1

7. Ανηγμένο αξονικό φορτίο	ν =	0,109	
8. Διορθωτικός συντελεστής λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου	λ <sub>s</sub> =	0,881	(από τον κάτωθι πίνακα, με βάση την ανωτέρω τιμή του ν)

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ <sub>s</sub> λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου ν = N'/bh <sub>f</sub>							
ν =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
λ <sub>s</sub> =	1,00	0,89	0,79	0,70	0,62	0,55	0,49

Διορθωτικός συντελεστής τιμής θ <sub>s</sub> <sup>P</sup> λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου ν = N'/bh <sub>f</sub>							
ν =	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
λ <sub>s</sub> =	1,00	0,87	0,76	0,66	0,57	0,50	0,44

9. Απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων οπλισμού	b <sub>ib</sub> =	0,214 (m)	
	b <sub>ih</sub> =	0,214 (m)	

Εικόνα 82: Σελίδα «ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ du» του προγράμματος Excel

10. Απόσταση μεταξύ εξωτερικών σκελών συνδετήρων ανά παρειά	$b_o =$	0,454 (m)	
	$h_o =$	0,454 (m)	
11. Συντελεστής $\alpha_n$	$\alpha_n =$	0,987	
12. Συντελεστής $\alpha_s$	$\alpha_s =$	0,608	
13. Συντελεστής $\alpha$	$\alpha =$	0,600	
14. Όγκος των βρόχων περισφίξης	$v_n =$	0,000051 (m <sup>3</sup> )	
15. Όγκος σκυροδέματος πυρήνα	$v_o =$	0,041 (m <sup>3</sup> )	
16. Μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περισφίξης στις κρίσιμες περιοχές	$\omega_{wd} =$	0,029	
17. Ποσότητα $\alpha * \omega_{wd}$	$\alpha * \omega_{wd} =$	0,000	
18. Διορθωτικός συντελεστής λόγω ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού οπλισμού περισφίξης	$\lambda_{\omega_{wd}} =$	1,000	(από τον κάτωτι πίνακα, με βάση την άνωτι τιμή του $\alpha * \omega_{wd}$ )

$\alpha\omega_w =$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$\lambda_{\omega_{wd}} =$	1,00	1,08	1,17	1,27	1,38	1,50

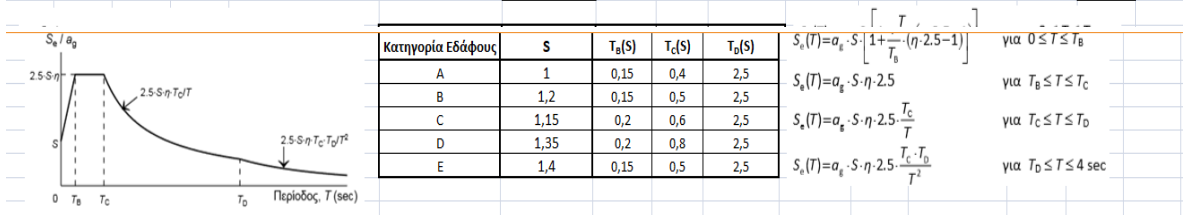
$\alpha\omega_w =$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$\lambda_{\omega_{wd}} =$	1,00	1,08	1,17	1,27	1,38	1,50

19. Συντελεστής μορφής οπλισμών	$\lambda_o =$	0,833	
---------------------------------	---------------	-------	--

Εικόνα 83: Σελίδα «ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ du» του προγράμματος Excel

<b>ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ <math>V_R</math></b>		<b>ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΙΣΙΩΣΗΣ <math>V_R^{\mu\beta\rho\iota=0}</math></b>	
1. Ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού	$\rho_w =$	0,00057	
2. Συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή	$V_w =$	0,026 (MN)	
3. Συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού διατομής (εφελκόμενος, θλιβόμενος, παρεμβαλλόμενος)	$\rho_{tot} =$	0,0089	
<b>ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ <math>\delta_t</math></b>		<b>ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΙΣΙΩΣΗΣ <math>V_R^{\mu\beta\rho\iota&gt;0}</math></b>	
1. Συντελεστής απόσβεσης κατασκευής	$\eta =$	1,00	
2. Συντελεστής ασφαλείας σεισμικών δράσεων	$\gamma_{sd} * \gamma_{\text{στάθμ. Επιπελεστικότητα}} =$	1,10	
2. Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου	$\gamma_i =$	1,00	
3. Συντελεστής εδάφους	$S =$	1,20	
4. Επιτάχυνση αναφοράς	$a_{gR} =$	2,40 (m/sec <sup>2</sup> )	
5. Μάζα ανωδομής	$M =$	890,68 (t)	
6. Ελαστική Δυσκαμψία (αρρηγμάτωτες διατομές)	$K_0 =$	128762,84 (KN/m)	
7. Ισοδύναμη ιδιοπερίοδος κατασκευής	$T_e =$	0,74 (sec)	
8. Ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση	$S_{e(T)} =$	5,36 (m/sec <sup>2</sup> )	
13. Συντελεστής ασφαλείας μόνιμων δράσεων	$\gamma_f =$	1,10	
14. Συντελεστής Δρώσας Μάζας $C_m$	$C_m =$	1,00	
15. Λόγος ανελαστικής προς ελαστική απόκριση R	$R =$	5,46	
16. Τιμές φάσματος EK-8	$T_B =$	0,15 (sec)	
	$T_C =$	0,50 (sec)	
	$T_D =$	2,50 (sec)	
17. Δείκτης συμπεριφοράς q' για Στάθμη Επιτελεστ. B	$q' =$	1,13	
18. Συντελεστής συμπεριφοράς q*	$q^* =$	1,13	
19. Μεταθετότητα	$\theta =$		



Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού.

9. Συντελεστής  $C_0$   $C_0 =$  1,00

10. Συντελεστής  $C_1$   $C_1 =$  1,00

11. Συντελεστής  $C_2$   $C_2 =$  1,10

12. Συντελεστής  $C_3$   $C_3 =$  1,00

$C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$  ( $S_e = [T_e^2 / 4\pi^2] \Phi_e$ ), με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα (§5.7.3.4). Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

**Πίνακας Σ5.1: Τιμές του συντελεστή  $C_2$**

Στάθμη επιτελεστικότητα	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Για τιμές της  $T_e$  μεταξύ 0,1s και  $T_c$  η τιμή του συντελεστή  $C_2$  υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή

Εικόνα 84: Σελίδα «ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ  $V_R$ » του προγράμματος Excel

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		Εξεταζόμενο στοιχείο: Υποστυλώμα C5050	
1. Διατμητική Αντοχή Στοιχείου (όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων) (τυπολόγιο Γ.1 Παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ)			
α. Στη διαρροή ( $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ ):	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=0} =$	73,43 (KN)	
β. Στην απομείωση ( $\mu_{\theta}^{pl} =$	2,85	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=2,85} =$	66,09 (KN)
			H ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΡΟΗΓΕΙΤΑΙ ΤΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
			( $V_{My} =$ 56,38 KN)
2. Γωνία στροφής διαρροής	$\theta_y =$	0,0060 (rad)	
3. Μετατόπιση διαρροής	$d_y =$	0,039 (m)	
4. Γωνία στροφής αστοχίας	$\theta_u =$	0,0230 (rad)	
5. Μετατόπιση αστοχίας	$d_u =$	0,149 (m)	Πλαστικότητα: $\mu_{\theta} =$ 2,85 $>=2$ , άρα οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων
6. Στοχευόμενη μετακίνηση	$\delta_i =$	0,090 (m)	
7. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Άμεση Χρήση"	$d_{AX} =$	0,039 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Άμεση Χρήση, καθόσον $d_{AX} < \delta_t$
8. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής"	$d_{PZ} =$	0,062 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Προστασία Ζωής, καθόσον $d_{PZ} < \delta_t$
9. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Οιονεί Κατάρρευση"	$d_{OK} =$	0,099 (m)	Ικανοποιείται η απαίτηση για προστασία από Οιονεί Κατάρρευση, καθόσον $d_{OK} > \delta_t$

Εικόνα 85: Σελίδα «ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ» του προγράμματος Excel

Με το ανωτέρω πρόγραμμα υπολογίσθηκε, για κάθε φορέα και διεύθυνση φορτίσεως, η μετακίνηση του Κόμβου Ελέγχου για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση», «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση». Τα αμετάβλητα δεδομένα που ετέθησαν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται στις Εικόνες 80 - 85, το μεγαλύτερο μέρος των οποίων αναλύθηκε στα προηγούμενα Κεφάλαια (π.χ. Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος, Χάλυβα κ.τ.λ.). Τα μεταβαλλόμενα δεδομένα αφορούν στις διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων του Κόμβου Ελέγχου και στην ασκούμενη αξονική δύναμη N στο υποστυλώμα του Κόμβου Ελέγχου. Τα αποτελέσματα φαίνονται παρακάτω.

### 7.2.1 Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x (Διατομή κατά x: 50X50cm, Κόμβος Ελέγχου: N115, Ασκούμενη Αξονική Δύναμη: 397,25 KN)

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		Εξεταζόμενο στοιχείο: Υποστυλώμα C5050	
1. Διατμητική Αντοχή Στοιχείου (όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων) (τυπολόγιο Γ.1 Παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ)			
α. Στη διαρροή ( $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ ):	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=0} =$	73,43 (KN)	
β. Στην απομείωση ( $\mu_{\theta}^{pl} =$	2,85	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=2,85} =$	66,09 (KN)
			H ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΡΟΗΓΕΙΤΑΙ ΤΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
			( $V_{My} =$ 56,38 KN)
2. Γωνία στροφής διαρροής	$\theta_y =$	0,0060 (rad)	
3. Μετατόπιση διαρροής	$d_y =$	0,039 (m)	
4. Γωνία στροφής αστοχίας	$\theta_u =$	0,0230 (rad)	
5. Μετατόπιση αστοχίας	$d_u =$	0,149 (m)	Πλαστικότητα: $\mu_{\theta} =$ 2,85 $>=2$ , άρα οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων
6. Στοχευόμενη μετακίνηση	$\delta_i =$	0,092 (m)	$\delta_t$ (Seismostruct): 0,092 m
7. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Άμεση Χρήση"	$d_{AX} =$	0,039 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Άμεση Χρήση, καθόσον $d_{AX} < \delta_t$
8. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής"	$d_{PZ} =$	0,062 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Προστασία Ζωής, καθόσον $d_{PZ} < \delta_t$
9. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Οιονεί Κατάρρευση"	$d_{OK} =$	0,099 (m)	Ικανοποιείται η απαίτηση για προστασία από Οιονεί Κατάρρευση, καθόσον $d_{OK} > \delta_t$

**7.2.2 Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ (Διατομή κατά γ: 50X50cm, Κόμβος Ελέγχου: N115, Ασκούμενη Αξονική Δύναμη: 397,25 KN)**

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		Εξεταζόμενο στοιχείο:	Υποσύλλωμα C5050
1. Διατμητική Αντοχή Στοιχείου (όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων) (τυπολόγιο Γ.1 Παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ)			
α. Στη διαρροή ( $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ ):	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=0} =$	73,43 (KN)	
β. Στην απομείωση ( $\mu_{\theta}^{pl} =$	2,85	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=2,85} =$	66,09 (KN)
			H ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΡΟΗΓΕΙΤΑΙ ΤΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
			( $V_{My} =$ 56,38 KN)
2. Γωνία στροφής διαρροής	$\theta_y =$	0,0060 (rad)	
3. Μετατόπιση διαρροής	$d_y =$	0,039 (m)	
4. Γωνία στροφής αστοχίας	$\theta_u =$	0,0230 (rad)	
5. Μετατόπιση αστοχίας	$d_u =$	0,149 (m)	Πλαστικότητα: $\mu_{\theta} =$ 2,85 $\geq 2$ , άρα οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων
6. Στοχευόμενη μετακίνηση	$\delta_t =$	0,086 (m)	<b>δ<sub>t</sub> (Seismostruct): 0,086 m</b>
7. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Άμεση Χρήση"	$d_{AX} =$	0,039 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Άμεση Χρήση, καθόσον $d_{AX} \leq \delta_t$
8. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής"	$d_{PZ} =$	0,062 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Προστασία Ζωής, καθόσον $d_{PZ} \leq \delta_t$
9. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Οιονεί Κατάρρευση"	$d_{OK} =$	0,099 (m)	Ικανοποιείται η απαίτηση για προστασία από Οιονεί Κατάρρευση, καθόσον $d_{OK} > \delta_t$

**7.2.3 Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x (Διατομή κατά x: 50x40cm, Κόμβος Ελέγχου: N82, Ασκούμενη Αξονική Δύναμη: 294,49 KN)**

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		Εξεταζόμενο στοιχείο:	Υποσύλλωμα C5050
1. Διατμητική Αντοχή Στοιχείου (όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων) (τυπολόγιο Γ.1 Παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ)			
α. Στη διαρροή ( $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ ):	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=0} =$	67,78 (KN)	
β. Στην απομείωση ( $\mu_{\theta}^{pl} =$	2,85	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=2,85} =$	60,43 (KN)
			H ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΡΟΗΓΕΙΤΑΙ ΤΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
			( $V_{My} =$ 49,10 KN)
2. Γωνία στροφής διαρροής	$\theta_y =$	0,0060 (rad)	
3. Μετατόπιση διαρροής	$d_y =$	0,039 (m)	
4. Γωνία στροφής αστοχίας	$\theta_u =$	0,0230 (rad)	
5. Μετατόπιση αστοχίας	$d_u =$	0,149 (m)	Πλαστικότητα: $\mu_{\theta} =$ 2,85 $\geq 2$ , άρα οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων
6. Στοχευόμενη μετακίνηση	$\delta_t =$	0,067 (m)	<b>δ<sub>t</sub> (Seismostruct): 0,066 m</b>
7. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Άμεση Χρήση"	$d_{AX} =$	0,039 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Άμεση Χρήση, καθόσον $d_{AX} \leq \delta_t$
8. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής"	$d_{PZ} =$	0,062 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Προστασία Ζωής, καθόσον $d_{PZ} \leq \delta_t$
9. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Οιονεί Κατάρρευση"	$d_{OK} =$	0,099 (m)	Ικανοποιείται η απαίτηση για προστασία από Οιονεί Κατάρρευση, καθόσον $d_{OK} > \delta_t$

**7.2.4 Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ (Διατομή κατά γ: 40x50cm, Κόμβος Ελέγχου: N82, Ασκούμενη Αξονική Δύναμη: 294,49 KN)**

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ		Εξεταζόμενο στοιχείο:	Υποσύλλωμα C5050
1. Διατμητική Αντοχή Στοιχείου (όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων) (τυπολόγιο Γ.1 Παραρτήματος 7Γ ΚΑΝΕΠΕ)			
α. Στη διαρροή ( $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ ):	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=0} =$	58,41 (KN)	
β. Στην απομείωση ( $\mu_{\theta}^{pl} =$	2,24	$V_R^{\mu_{\theta}^{pl}=2,24} =$	53,34 (KN)
			H ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΡΟΗΓΕΙΤΑΙ ΤΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
			( $V_{My} =$ 38,67 KN)
2. Γωνία στροφής διαρροής	$\theta_y =$	0,0071 (rad)	
3. Μετατόπιση διαρροής	$d_y =$	0,046 (m)	
4. Γωνία στροφής αστοχίας	$\theta_u =$	0,0230 (rad)	
5. Μετατόπιση αστοχίας	$d_u =$	0,149 (m)	Πλαστικότητα: $\mu_{\theta} =$ 2,24 $\geq 2$ , άρα οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων
6. Στοχευόμενη μετακίνηση	$\delta_t =$	0,083 (m)	<b>δ<sub>t</sub> (Seismostruct): 0,096 m</b>
7. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Άμεση Χρήση"	$d_{AX} =$	0,046 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Άμεση Χρήση, καθόσον $d_{AX} \leq \delta_t$
8. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής"	$d_{PZ} =$	0,065 (m)	ΔΕΝ ικανοποιείται η απαίτηση για Προστασία Ζωής, καθόσον $d_{PZ} \leq \delta_t$
9. Στάθμη Επιτελεστικότητας "Οιονεί Κατάρρευση"	$d_{OK} =$	0,099 (m)	Ικανοποιείται η απαίτηση για προστασία από Οιονεί Κατάρρευση, καθόσον $d_{OK} > \delta_t$

Ως πρώτη εκτίμηση από τα εξαγόμενα αποτελέσματα, δύναται να λεχθεί ότι το κτίριο της παρούσης εργασίας δεν είναι ασφαλές έναντι σεισμού, καθόσον σε όλες τις εξετασθείσες περιπτώσεις η Στοχευόμενη Μετακίνηση για τον επιλεχθέντα στόχο σεισμικής συμπεριφοράς υπερβαίνει τη μετακίνηση που αντιπροσωπεύει τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Παρακάτω, θα παρουσιασθούν αναλυτικότερες εικόνες του παραμορφωμένου φορέα, καθώς και των στοιχείων που υπέστησαν βλάβη από τον σεισμό και θα γίνει μία πιο αντικειμενική αξιολόγηση της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου.

## Κεφάλαιο 8

### Αποτίμηση Κτιρίου - Αποτελέσματα Αναλύσεων

#### 8.1 Γενικά

Στο προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάσθηκαν τα αποτελέσματα της σύγκρισης της Στοχευόμενης Μετακίνησης του κτιρίου σε σχέση με τη μετακίνηση για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και διαπιστώθηκε κατ' αρχάς η μή ασφάλεια του κτιρίου, καθόσον σε κάθε περίπτωση η Στοχευόμενη Μετακίνηση υπερβαίνει την αντίστοιχη Στάθμη Επιτελεστικότητας. Στο παρόν Κεφάλαιο θα παρουσιασθούν οι αναλύσεις στα δύο βασικά πεδία ελέγχου του φορέα μέσω του Seismostruct, το Code-Based Checks και το Performance Criteria, στα οποία απεικονίζονται τα αποτελέσματα της σεισμικής φορτίσεως στα δομικά στοιχεία του κτιρίου.

#### 8.2 Code-Based Checks

Όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 5, στο πεδίο Code-Based Checks επιλέγονται τυποποιημένα κριτήρια ελέγχου των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα - δοκοί) που αφορούν στον έλεγχο της διατμητικής αντοχής ή της γωνίας στροφής χορδής κατά τη σεισμική φόρτιση. Τα κριτήρια αυτά αφορούν σε «συντηρητικές» μεθοδολογίες υπολογισμού, όπως αυτές προκύπτουν από τους ισχύοντες Κώδικες και Διεθνείς Τυποποιήσεις. Οι μαθηματικές εκφράσεις υπολογισμού των οριακών τιμών, όταν προσεγγίζονται διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας, χρησιμοποιούν χαρακτηριστικές ή ονομαστικές τιμές αντοχής υλικών και βασίζονται σε συντελεστές ασφαλείας που καθορίζονται στους κατά περίπτωση Κώδικες. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, ελέγχθηκαν πιθανές βλάβες στα δομικά στοιχεία και κατά τις δύο υποπεριπτώσεις ελέγχου (γωνία στροφής χορδής, διατμητική αντοχή).

Στους υπόψη ελέγχους εξετάσθηκαν όλα τα δομικά στοιχεία, σε κάθε είδος φορέα και κάθε διεύθυνση φορτίσεως. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο πεδίο «Deformed Shape Viewer» του Post-Processor, όπου παράλληλα παρουσιάζεται και η εικόνα του παραμορφωμένου φορέα, καθώς και οι θέσεις δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων.

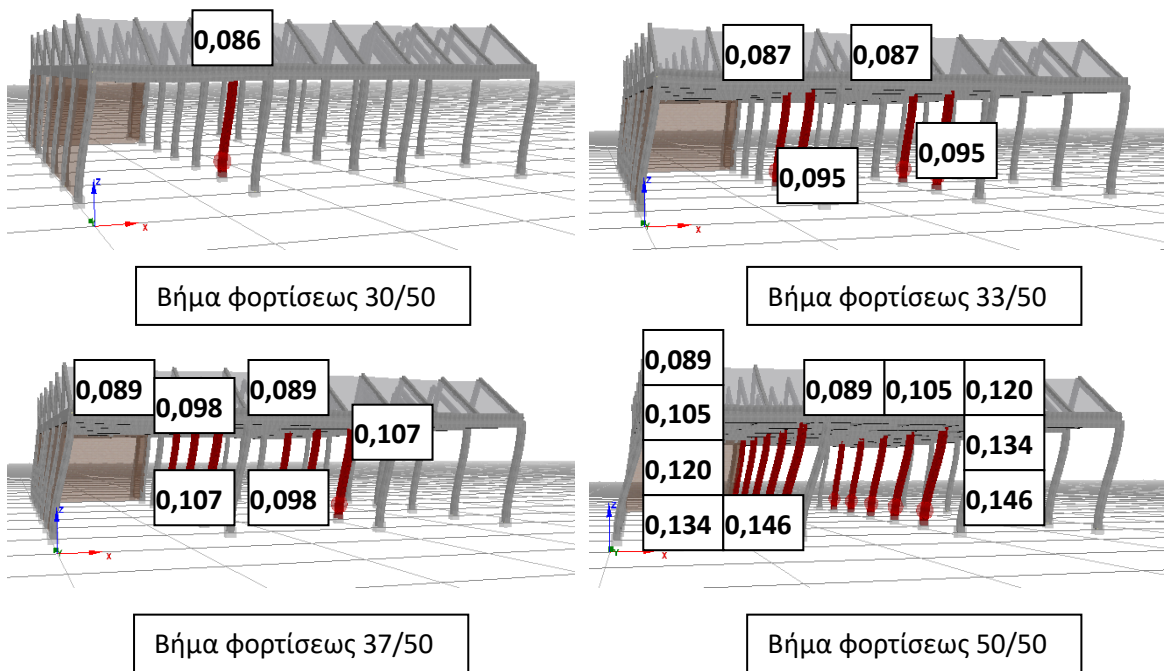
Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζεται το σύνολο των εκτελεσθέντων ελέγχων, για όλα τα τμήματα του κτιρίου και όλες τις περιπτώσεις φορτίσεως. Σε κάθε ομάδα στοιχείων παρουσιάζονται, επίσης, οι τιμές της μετατόπισης αστοχίας και διαρροής όπως αυτές υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα Excel, καθώς και γραφικώς οι μετατοπίσεις των στοιχείων αυτών σε κάθε βήμα φορτίσεως. Σημειώνεται ότι οι εικονιζόμενες μετατοπίσεις παρουσιάζονται σε m.

### 8.2.1 Γωνία Στροφής Χορδής

#### α. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

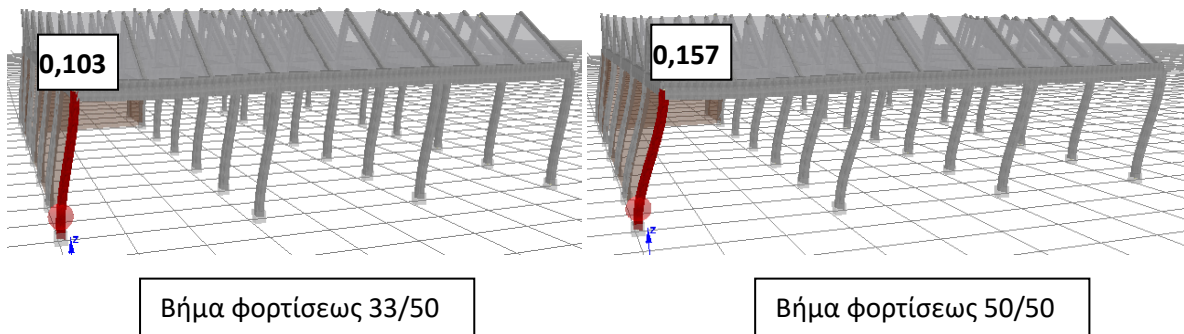
(1) Υποστυλώματα 50x50 C26,27,34,35,42,43,50,51,58,59 ( $d_y = 0,039\text{m}$ ,  $d_u = 0,149\text{m}$ ,  $\delta_t = 0,092\text{m}$ ,  $d_{\pi z} = 0,062\text{m}$ ,  $d_{o\kappa} = 0,099\text{m}$ )

Οι μετακινήσεις της κορυφής των υποστυλωμάτων στο βήμα εμφάνισης της βλάβης τους έχουν όπως παρακάτω:



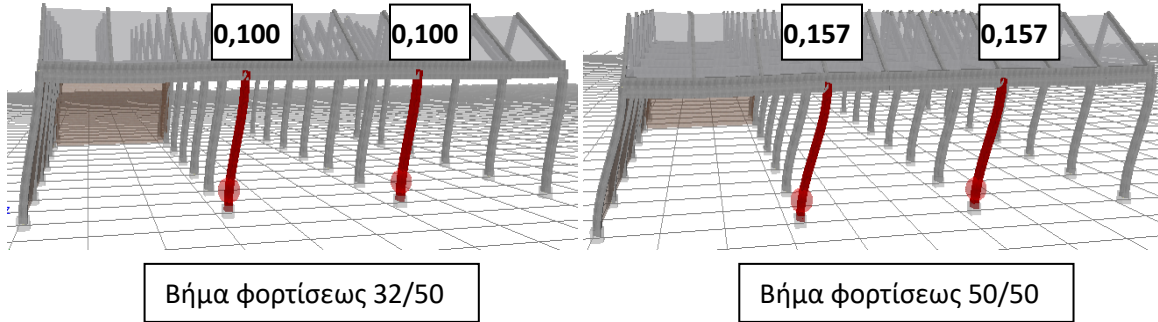
(2) Υποστυλώματα 40x40 C17 ( $d_y = 0,043\text{m}$ ,  $d_u = 0,161\text{m}$ ,  $\delta_t = 0,092\text{m}$ ,  $d_{\pi z} = 0,068\text{m}$ ,  $d_{o\kappa} = 0,107\text{m}$ )

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



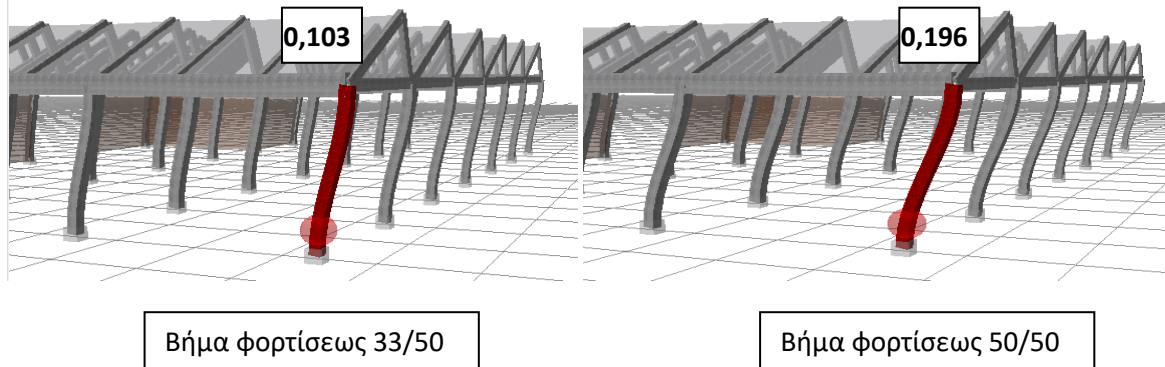
**(3) Υποστυλώματα 40x45 C18,C19 ( $d_y = 0,044m$ ,  $d_u = 0,157m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,105m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



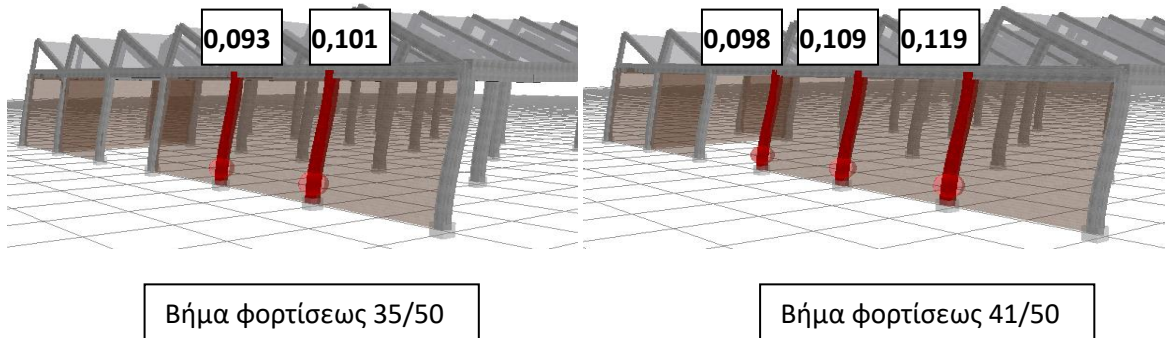
**(4) Υποστυλώματα 40x45 C20 ( $d_y = 0,043m$ ,  $d_u = 0,162m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,068m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,108m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

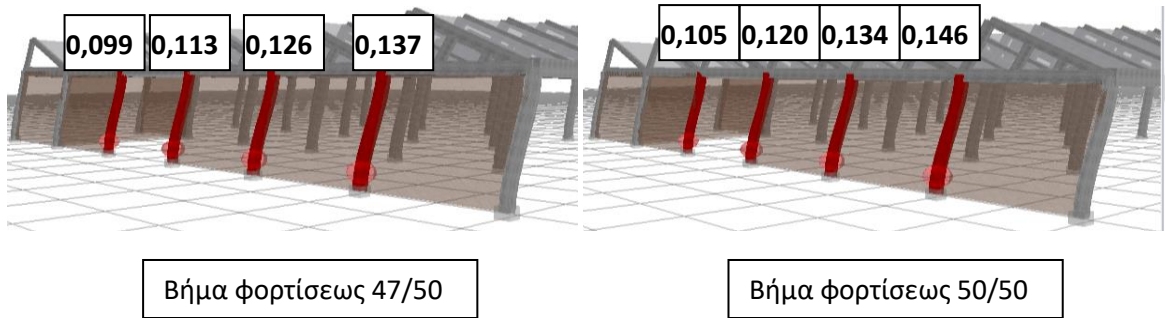


**(5) Υποστυλώματα 40x45 C25,C33,C41,C49, C57 ( $d_y = 0,045m$ ,  $d_u = 0,153m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,102m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

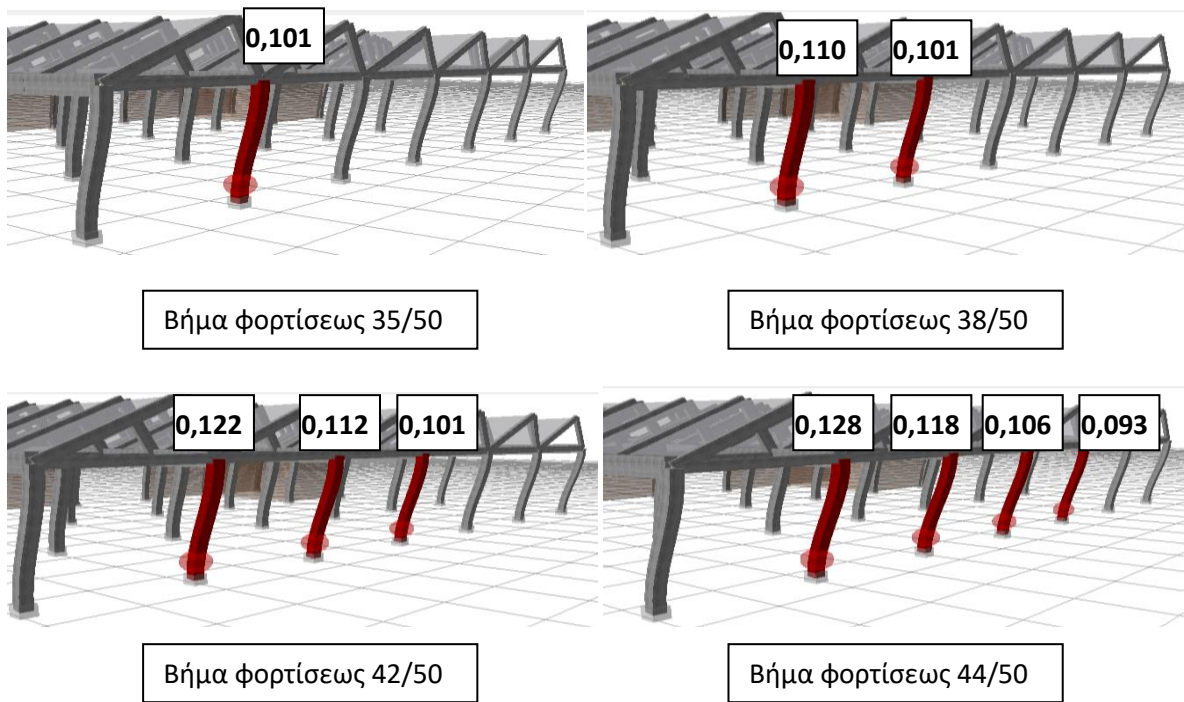






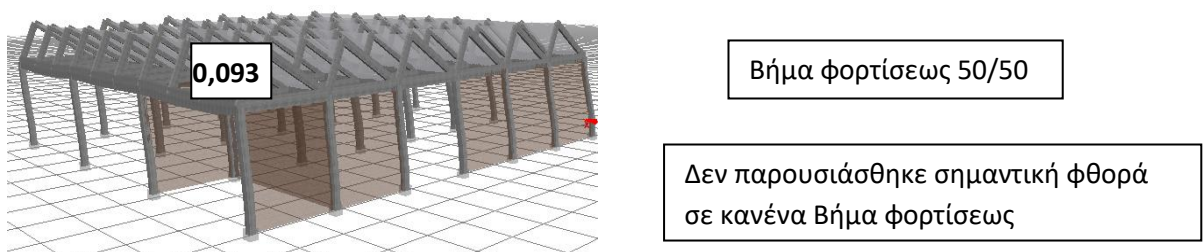
**(6) Υποστυλώματα 40x50 C28,C36,C44,C52, C60 ( $d_y = 0,045m$ ,  $d_u = 0,155m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,103m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



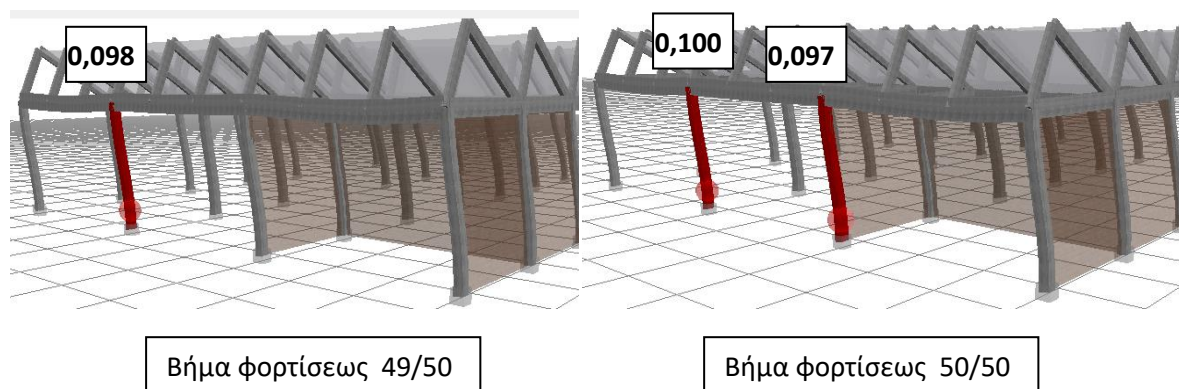
**(7) Υποστυλώμα 40x45 C65 ( $d_y = 0,045m$ ,  $d_u = 0,155m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



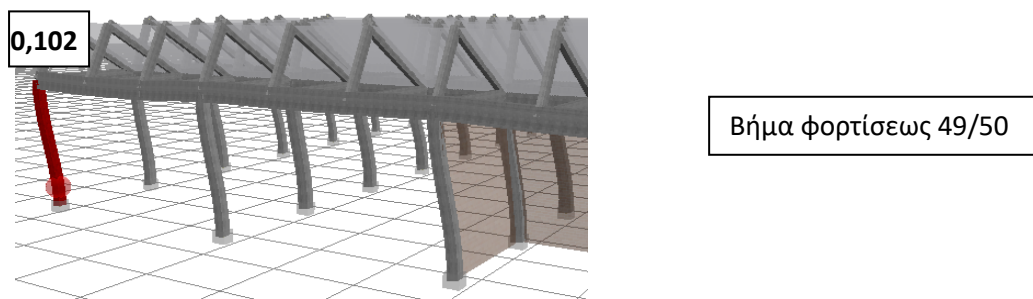
**(8) Υποστυλώματα 40x45 C66,C67 ( $d_y = 0,047m$ ,  $d_u = 0,145m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,064m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,097m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

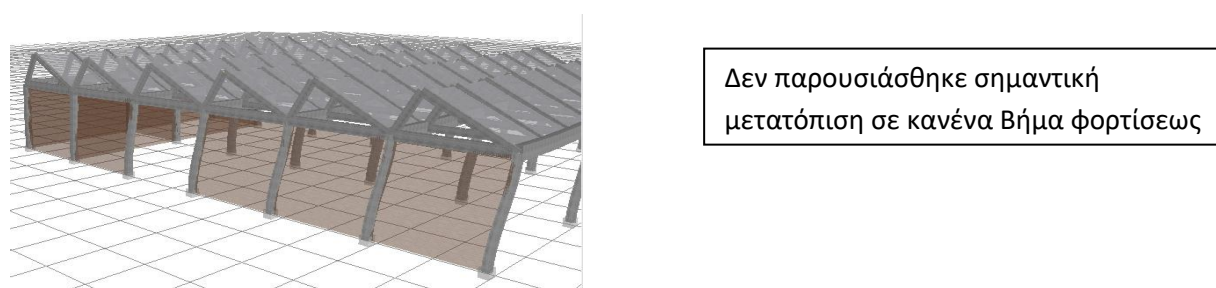


**(9) Υποστύλωμα 40x45 C68 ( $d_y = 0,044m$ ,  $d_u = 0,156m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



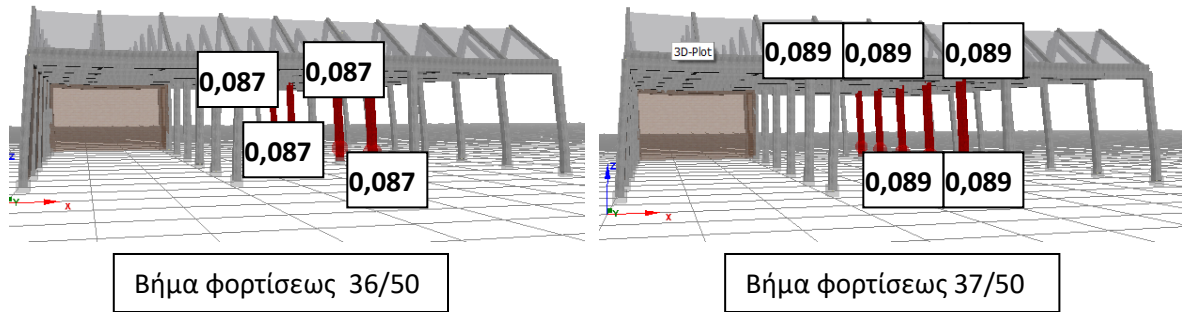
**(10) Δοκοί**



**β. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ**

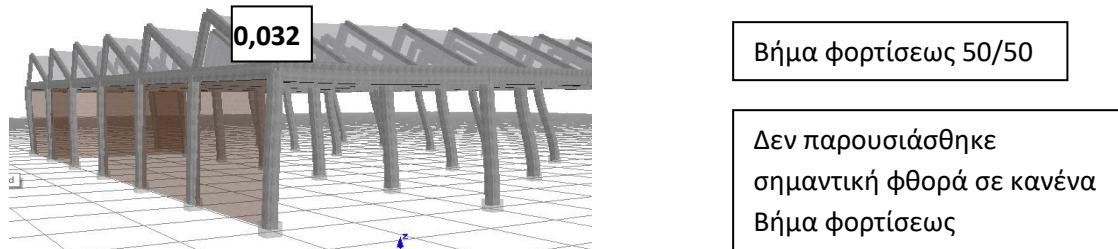
**(1) Υποστυλώματα 50x50 C26,27,34,35,42,43,50,51, 58,59 ( $d_y = 0,039m$ ,  $d_u = 0,149m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,062m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,099m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



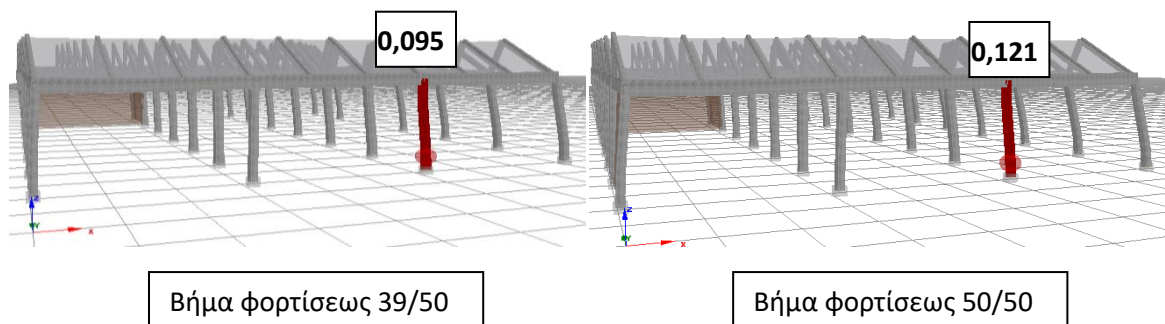
**(2) Υποστύλωμα 40x40 C17 ( $d_y = 0,043m$ ,  $d_u = 0,161m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,068m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,107m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



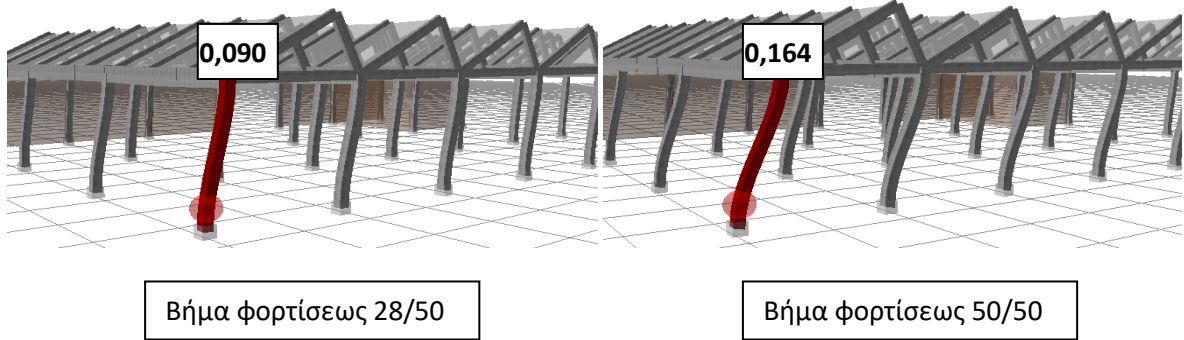
**(3) Υποστυλώματα 40x45 C18,C19 ( $d_y = 0,040m$ ,  $d_u = 0,157m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

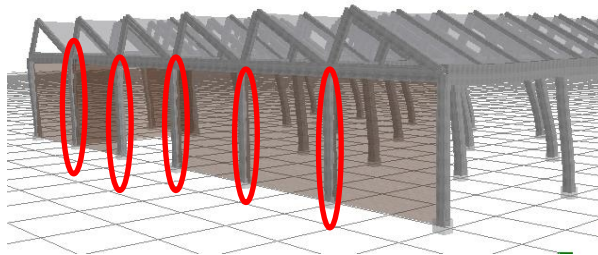


**(4) Υποστούλωμα 40x45 C20 ( $d_y = 0,039m$ ,  $d_u = 0,162m$ ,  $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{OK} = 0,108m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



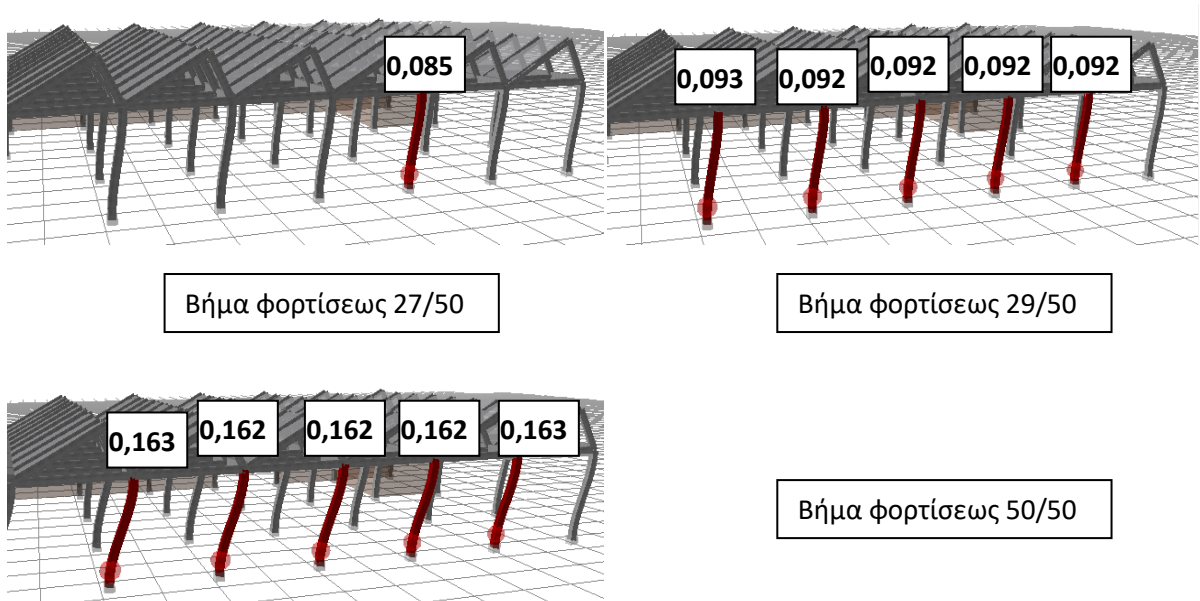
**(5) Υποστυλώματα 40x45 C25,C33,C41,C49, C57 ( $d_y = 0,041m$ ,  $d_u = 0,153m$ ,  $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,065m$ ,  $d_{OK} = 0,102m$ )**



Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

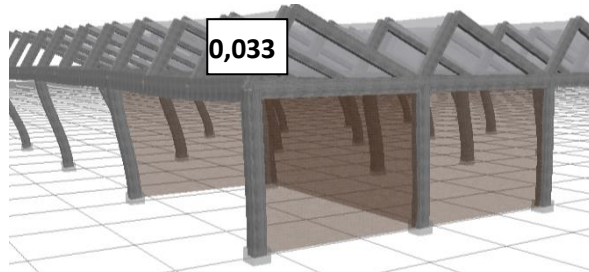
**(6) Υποστυλώματα 40x50 C28,C36,C44,C52, C60 ( $d_y = 0,038m$ ,  $d_u = 0,155m$ ,  $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,064m$ ,  $d_{OK} = 0,103m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



**(7) Υποστούλωμα 40x45 C65 ( $d_y = 0,041m$ ,  $d_u = 0,155m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,065m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

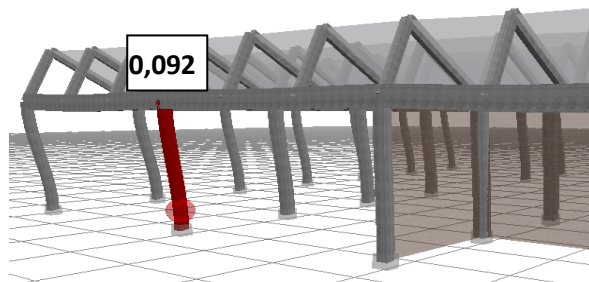


Βήμα φορτίσεως 50/50

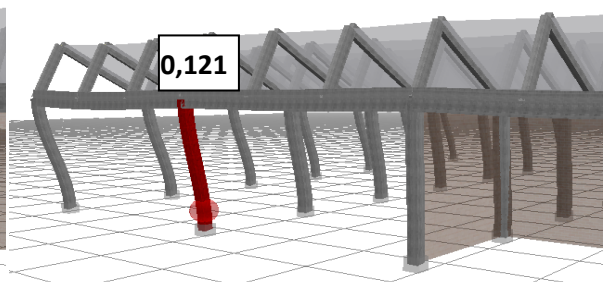
Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

**(8) Υποστυλώματα 40x45 C66,C67 ( $d_y = 0,043m$ ,  $d_u = 0,145m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,063m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,097m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



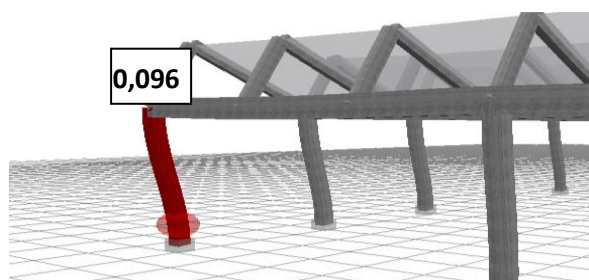
Βήμα φορτίσεως 38/50



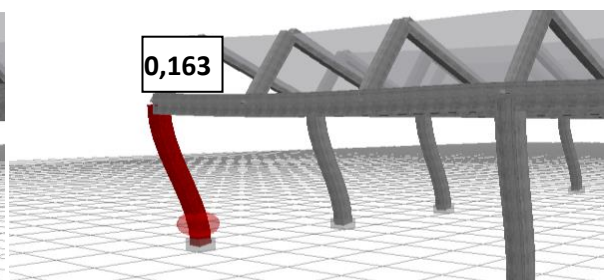
Βήμα φορτίσεως 50/50

**(9) Υποστούλωμα 40x45 C68 ( $d_y = 0,041m$ ,  $d_u = 0,156m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

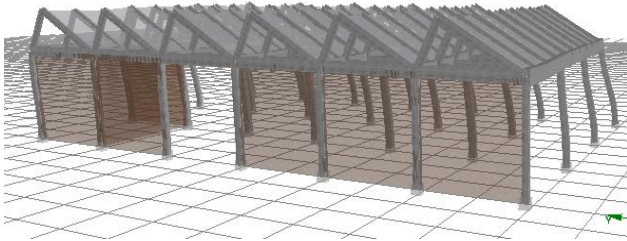


Βήμα φορτίσεως 30/50



Βήμα φορτίσεως 50/50

**(10) Δοκοί**

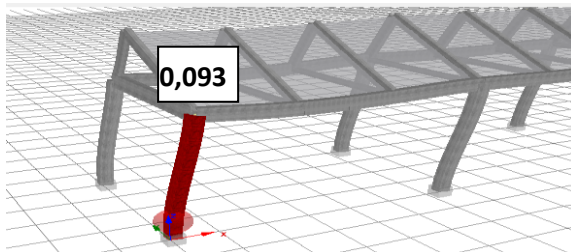


Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

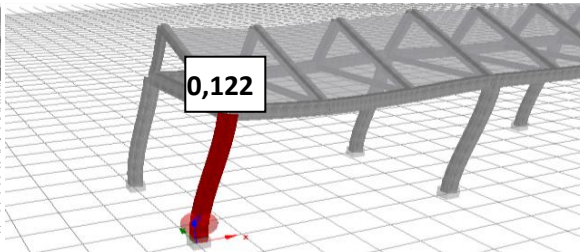
**γ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x**

**(1) Υποστύλωμα 48x40 C1 ( $d_y = 0,037m$ ,  $d_u = 0,164m$   
 $\delta_t = 0,067m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,109m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



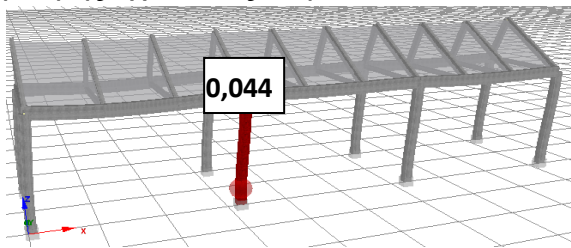
Βήμα φορτίσεως 38/50



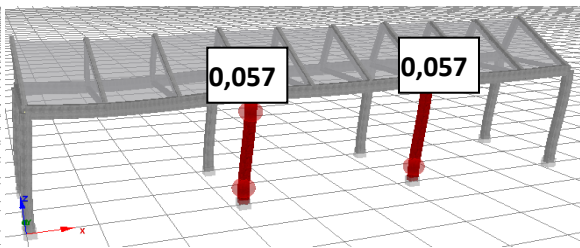
Βήμα φορτίσεως 50/50

**(2) Υποστυλώματα 50x40 C2,C3 ( $d_y = 0,036m$ ,  $d_u = 0,161m$   
 $\delta_t = 0,067m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,107m$ )**

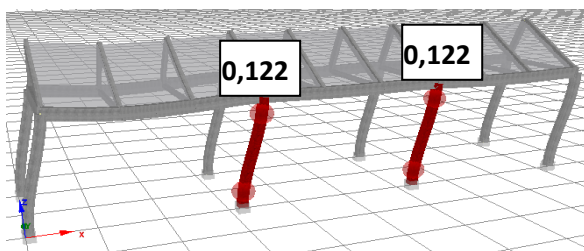
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 18/50



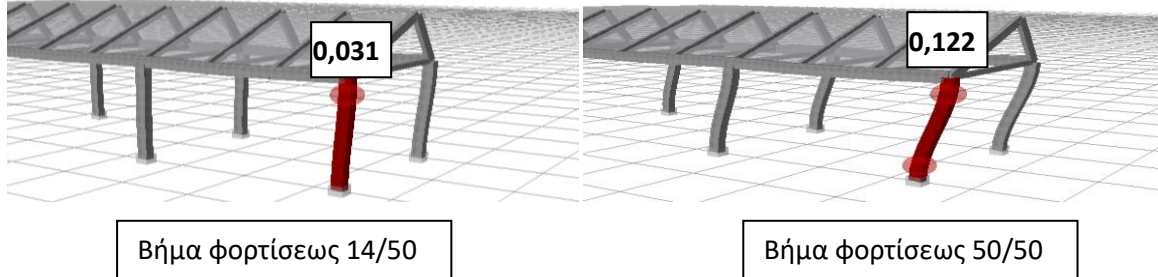
Βήμα φορτίσεως 23/50



Βήμα φορτίσεως 50/50

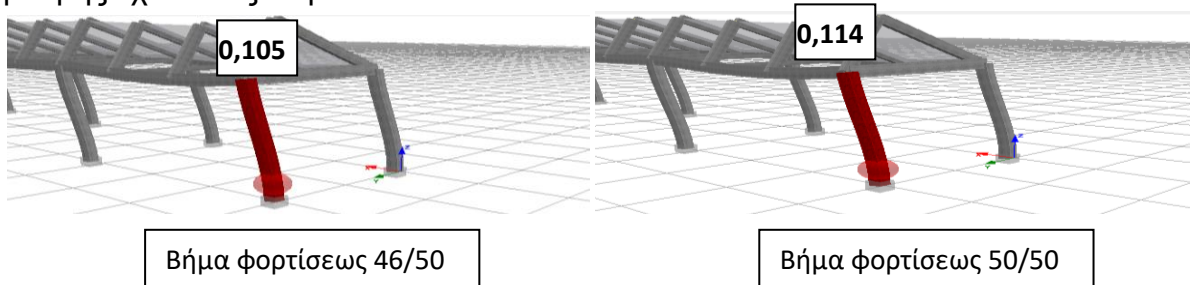
**(3) Υποστύλωμα 50x40 C4 ( $d_y = 0,035m$ ,  $d_u = 0,165m$ )  
 $\delta_t = 0,067m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{OK} = 0,110m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



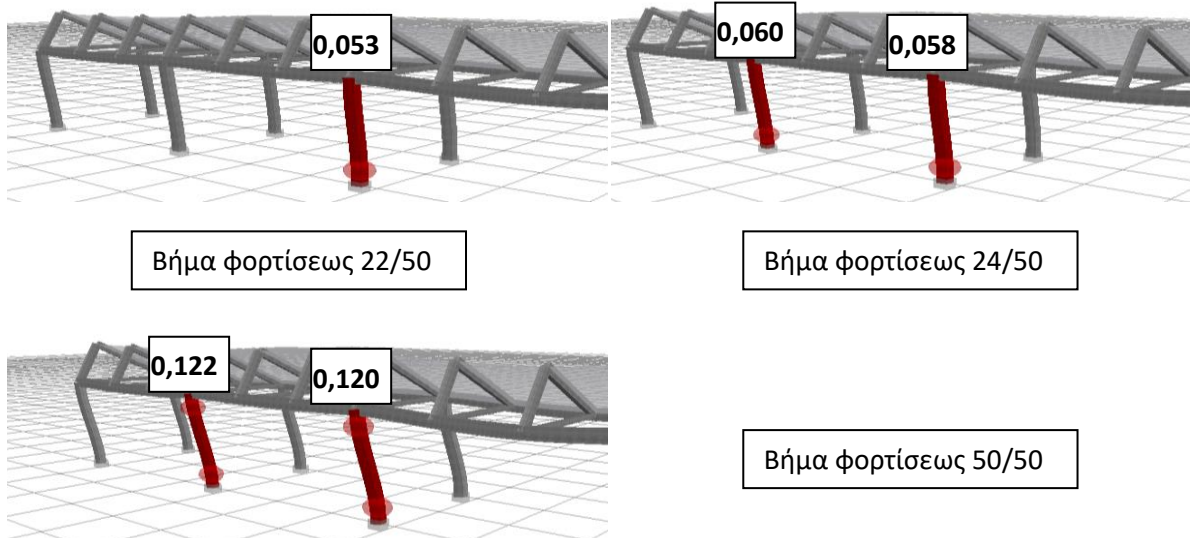
**(4) Υποστύλωμα 50x40 C9 ( $d_y = 0,037m$ ,  $d_u = 0,158m$ )  
 $\delta_t = 0,067m$ ,  $d_{\pi z} = 0,065m$ ,  $d_{OK} = 0,105m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



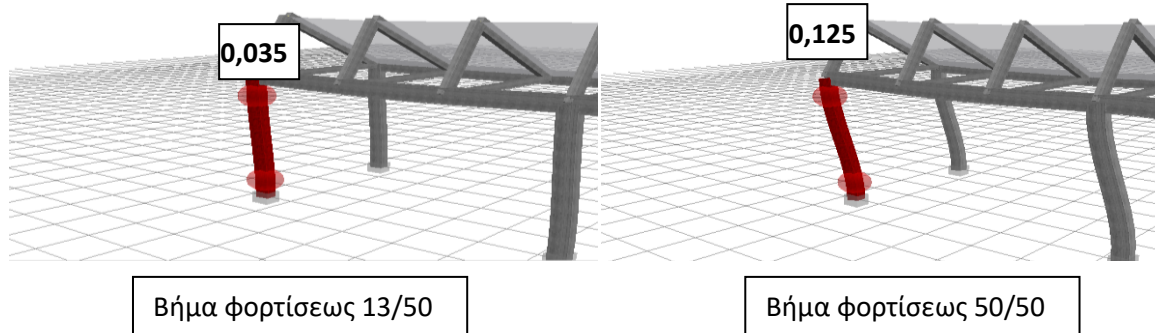
**(5) Υποστυλώματα 50x40 C10,C11 ( $d_y = 0,039m$ ,  $d_u = 0,150m$ )  
 $\delta_t = 0,067m$ ,  $d_{\pi z} = 0,063m$ ,  $d_{OK} = 0,100m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

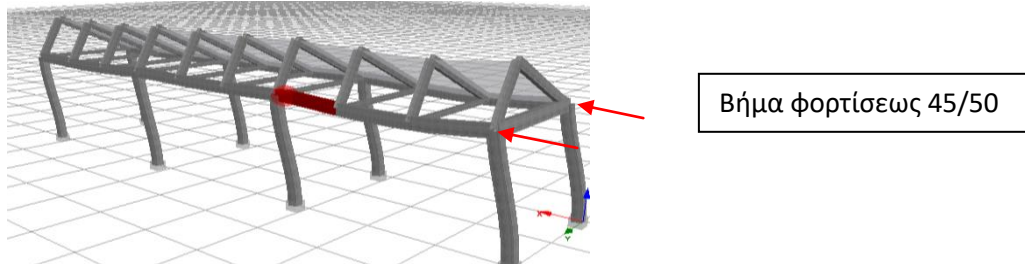


**(6) Υποστύλωμα 50x40 C12 ( $d_y = 0,037m$ ,  $d_u = 0,159m$ ,  $\delta_t = 0,067m$ ,  $d_{\pi z} = 0,065m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,106m$ )**

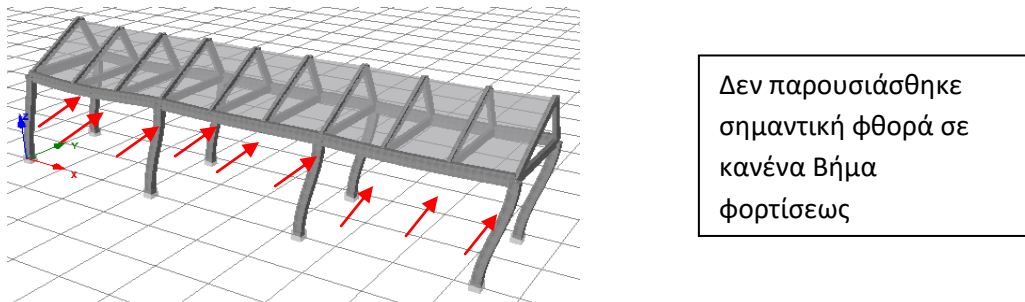
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



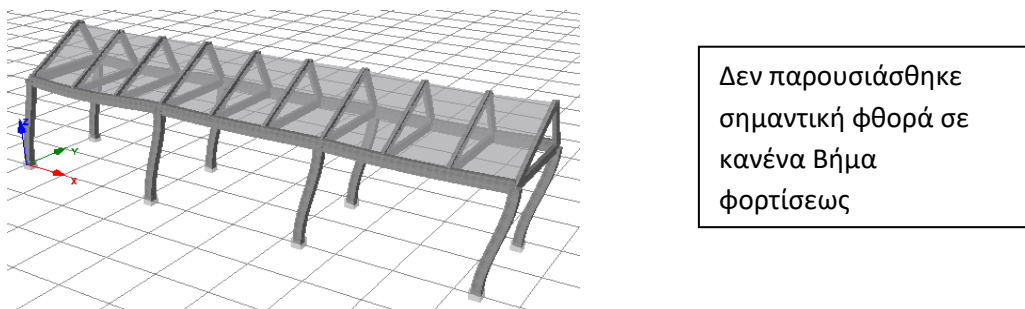
**(7) Δοκοί Οριζόντιες 70x30**



**(8) Δοκοί Οριζόντιες 50x20**



**(9) Δοκοί Κεκλιμένες 50x20**

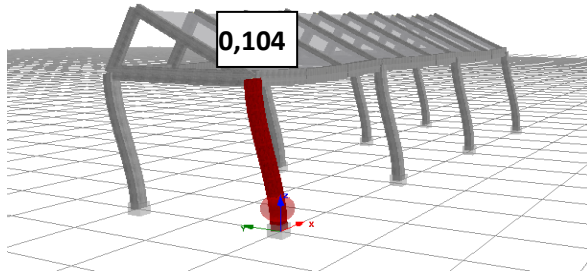




**δ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ**

**(1) Υποστύλωμα 48x40 C1 ( $dy = 0,042m, du = 0,164m$   
 $\delta_t = 0,083m, d_{\eta z} = 0,069m, d_{o\kappa} = 0,109m$ )**

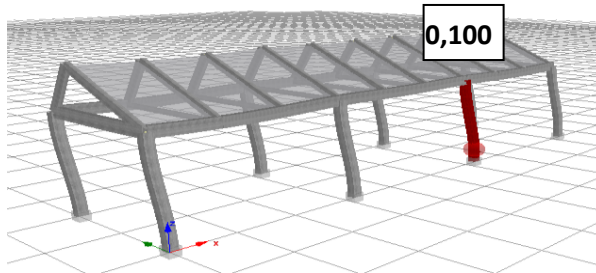
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



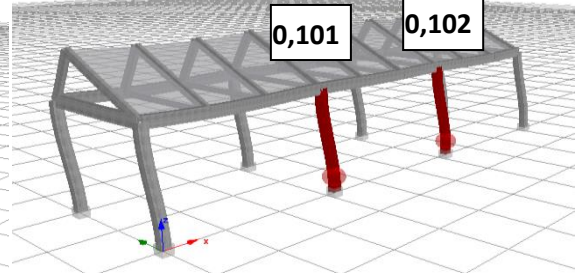
Βήμα φορτίσεως 44/50

**(2) Υποστυλώματα 50x40 C2,C3 ( $dy = 0,043m, du = 0,161m$   
 $\delta_t = 0,083m, d_{\eta z} = 0,068m, d_{o\kappa} = 0,107m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



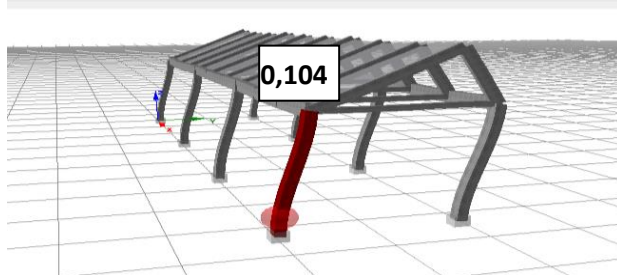
Βήμα φορτίσεως 41/50



Βήμα φορτίσεως 42/50

**(3) Υποστύλωμα 50x40 C4 ( $dy = 0,042m, du = 0,165m$   
 $\delta_t = 0,083m, d_{\eta z} = 0,069m, d_{o\kappa} = 0,110m$ )**

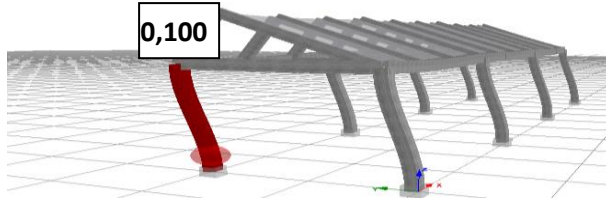
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 42/50

**(4) Υποστούλωμα 50x40 C9 ( $d_y = 0,044\text{m}$ ,  $d_u = 0,158\text{m}$   
 $\delta_t = 0,083\text{m}$ ,  $d_{\eta z} = 0,067\text{m}$ ,  $d_{o\kappa} = 0,105\text{m}$ )**

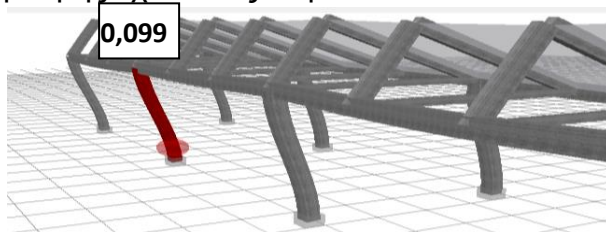
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



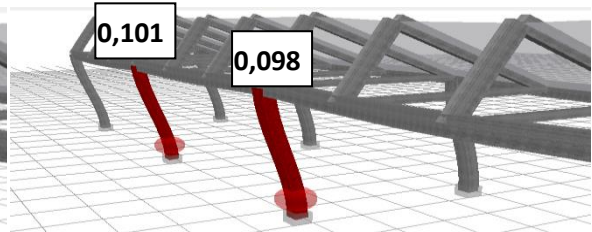
Βήμα φορτίσεως 42/50

**(5) Υποστυλώματα 50x40 C10,C11 ( $d_y = 0,046\text{m}$ ,  $d_u = 0,150\text{m}$   
 $\delta_t = 0,083\text{m}$ ,  $d_{\eta z} = 0,063\text{m}$ ,  $d_{o\kappa} = 0,100\text{m}$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



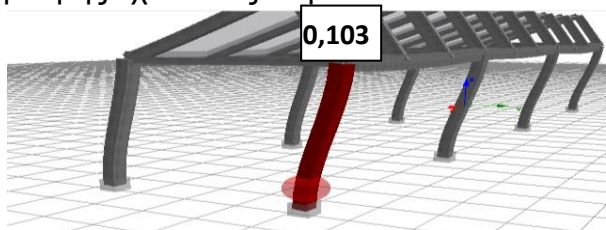
Βήμα φορτίσεως 40/50



Βήμα φορτίσεως 41/50

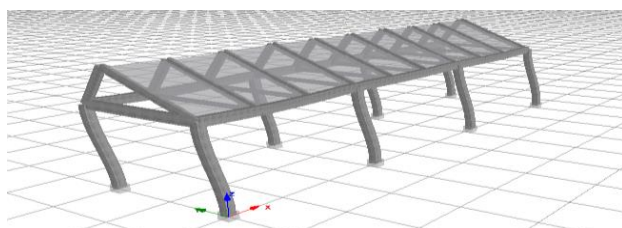
**(6) Υποστούλωμα 50x40 C12 ( $d_y = 0,043\text{m}$ ,  $d_u = 0,159\text{m}$   
 $\delta_t = 0,083\text{m}$ ,  $d_{\eta z} = 0,067\text{m}$ ,  $d_{o\kappa} = 0,106\text{m}$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 41/50

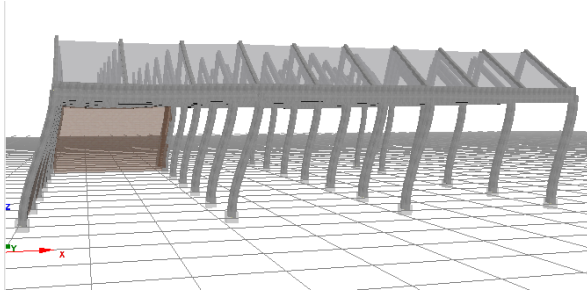
**(7) Δοκοί**



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα βήμα φορτίσεως

## 8.2.2 Διατμητική Αντοχή

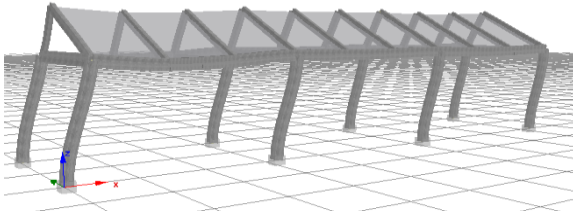
### α. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

### β. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

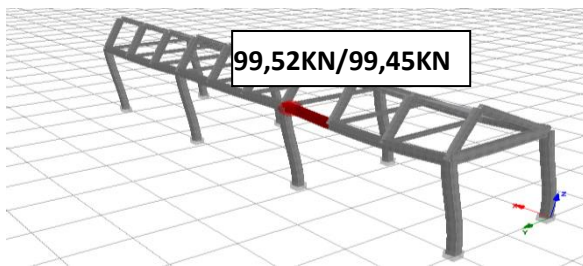
#### (1) Υποστυλώματα



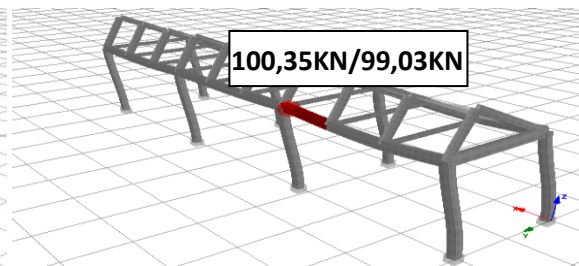
Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

#### (2) Δοκοί

Παρακάτω παρουσιάζονται οι δοκοί των οποίων η διατμητική αντοχή υπερβλήθηκε από την εφαρμοζόμενη διατμητική δύναμη, καθώς και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η υπέρβαση της αντοχής.

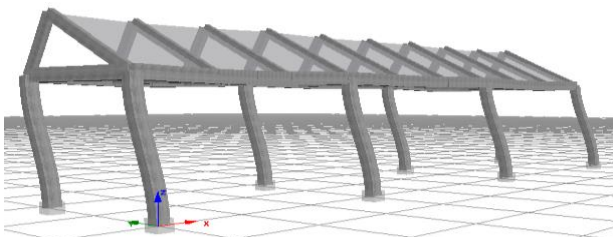


Βήμα φορτίσεως 45/50



Βήμα φορτίσεως 50/50

### γ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά y



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

### 8.3 Performance Criteria

Όπως περιγράφηκε στο Κεφ. 5, στο πεδίο αυτό εισάγονται κριτήρια ελέγχου που αφορούν σε αποκρίσεις των δομικών στοιχείων που αποκλίνουν από τις αναμενόμενες συμπεριφορές σε σεισμική φόρτιση. Εδώ δεν συνυπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής υλικών, παρά μόνο οι μέσες τιμές, ενώ δεν λαμβάνονται υπ' όψιν οι συντελεστές ασφαλείας. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου ελέγχθηκαν η γωνία στροφής χορδής και η διατμητική αντοχή των μελών δομικών μελών, οι τιμές των οποίων υπολογίσθηκαν από το τυπολόγιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εξετάσθηκαν όλα τα δομικά στοιχεία, σε κάθε μορφή φορέα και σε κάθε διεύθυνση φορτίσεως. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο πεδίο «Deformed Shape Viewer» του Post-Processor, με την εικόνα του παραμορφωμένου φορέα και τις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Οι τιμές των αντοχών των δομικών στοιχείων βάσει των οποίων έγιναν οι έλεγχοι, υπολογίσθηκαν όπως παρακάτω:

α. Γωνία Στροφής Χορδής: Η τιμή υπολογίσθηκε από το καταρτισθέν πρόγραμμα Microsoft Excel, για έκαστο δομικό στοιχείο ανάλογα με τις διαστάσεις του και κατόπιν οι τιμές αυτές εισήχθησαν στο Module “Frame Element Chord Rotation (User – defined limit)” του πεδίου Performance Criteria.

β. Διατμητική Αντοχή: Χρησιμοποιήθηκε το τυπολόγιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που είναι ενσωματωμένο στο Seismostruct [Module “Frame Element Shear Capacity (Automatically – defined limit)”] του πεδίου Performance Criteria.

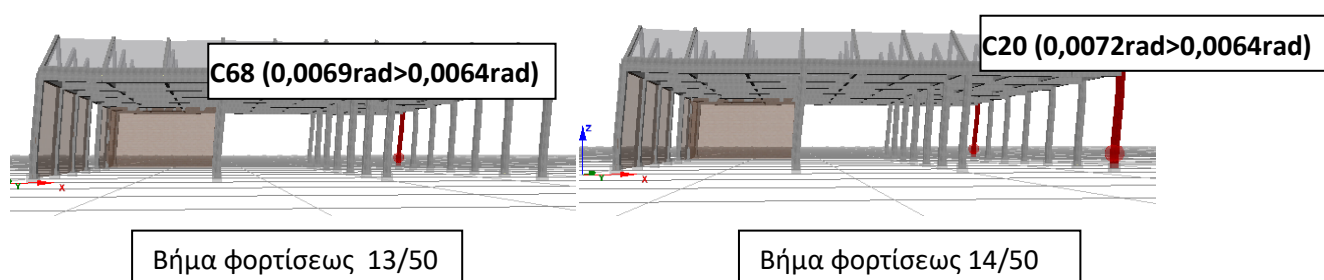
Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται το σύνολο των εκτελεσθέντων ελέγχων, για όλα τα τμήματα του κτιρίου και όλες τις περιπτώσεις φορτίσεως. Σημειώνεται ότι οι εικονιζόμενες μετατοπίσεις παρουσιάζονται σε rad

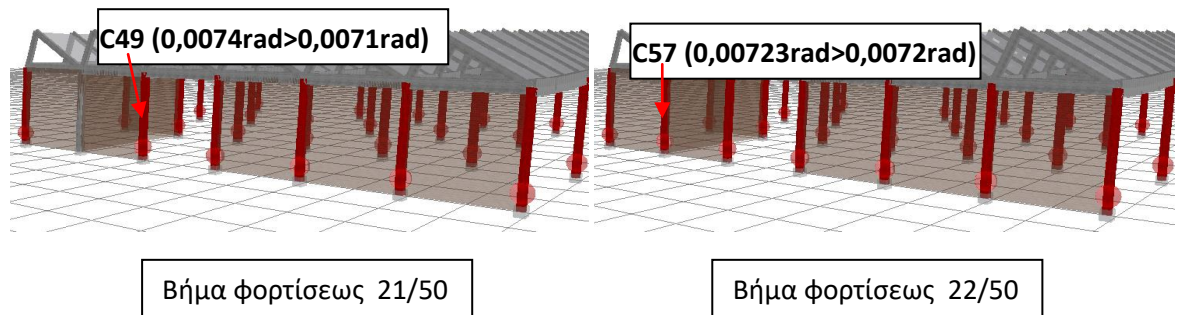
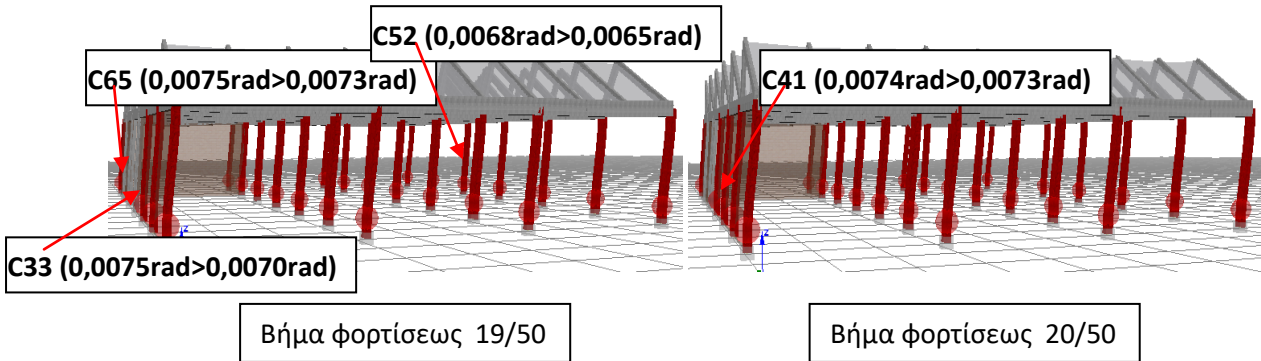
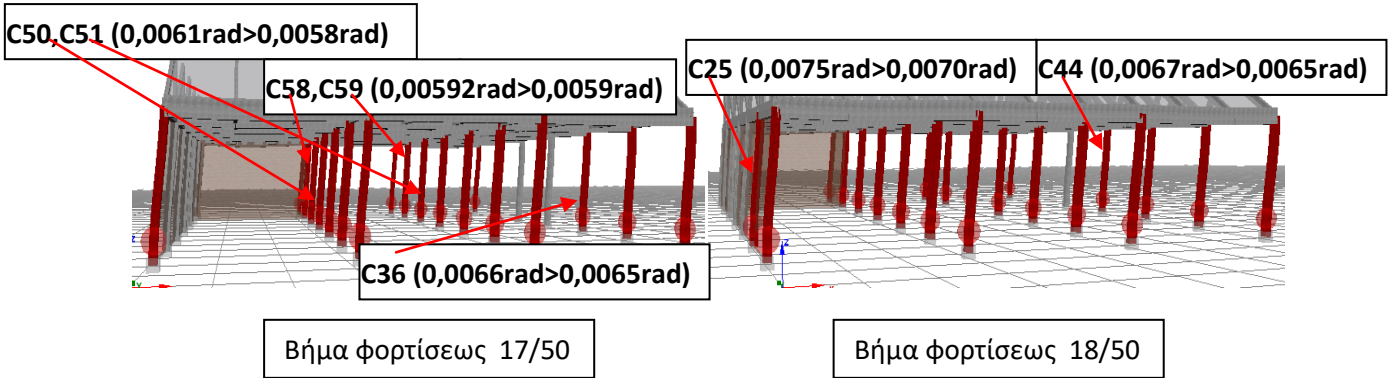
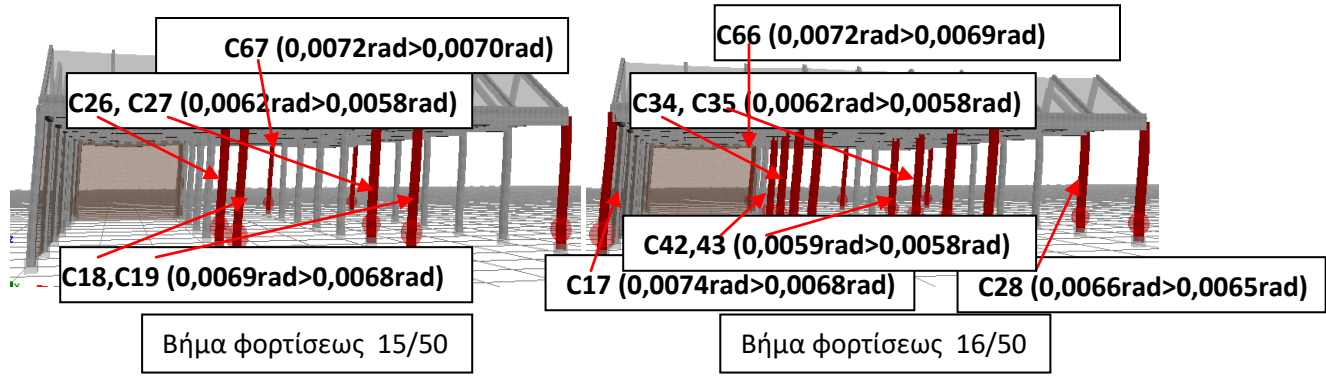
#### 8.3.1 Γωνία Στροφής Χορδής (Διαρροή) (Δεδομένα από το Πρόγραμμα)

##### α. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

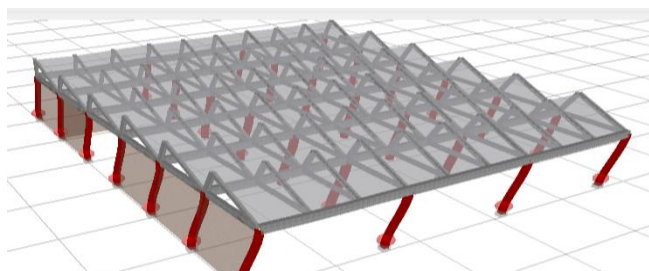
##### (1) Υποστυλώματα

Παρουσιάζονται η γωνία στροφής αντοχής, η γωνία στροφής κατά τη βλάβη και στο βήμα εμφάνισης της βλάβης που συνέβη:





(2) Δοκοί

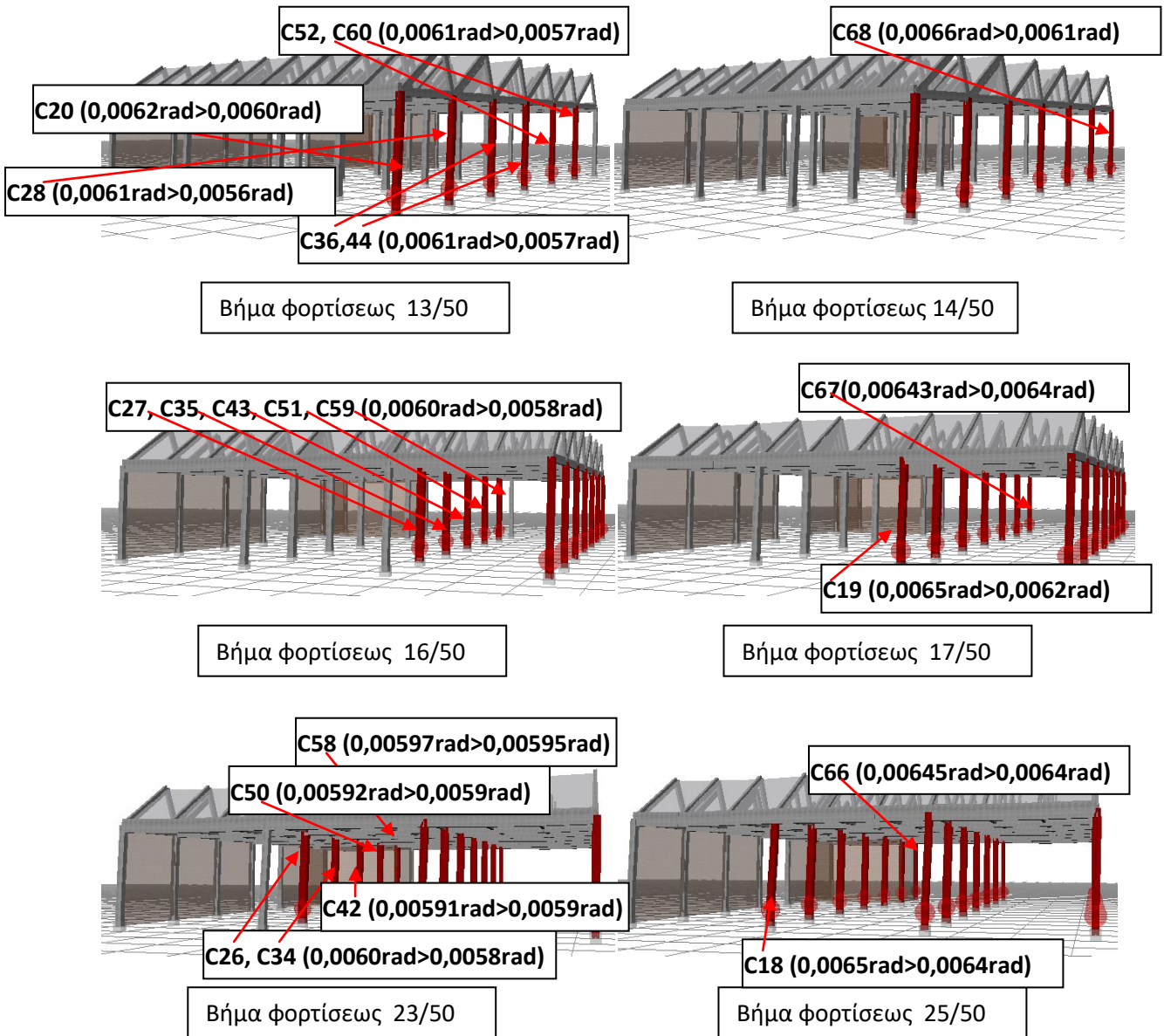


Δεν παρουσιάστηκε διαρροή σε κανένα Βήμα φορτίσεως

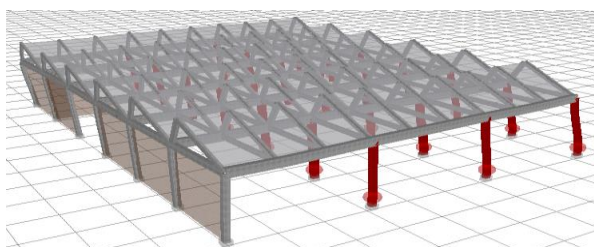
## β. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ

### (1) Υποστυλώματα

Παρουσιάζονται η γωνία στροφής αντοχής, η γωνία στροφής κατά τη βλάβη και στο βήμα εμφάνισης της βλάβης που συνέβη:



### (2) Δοκοί

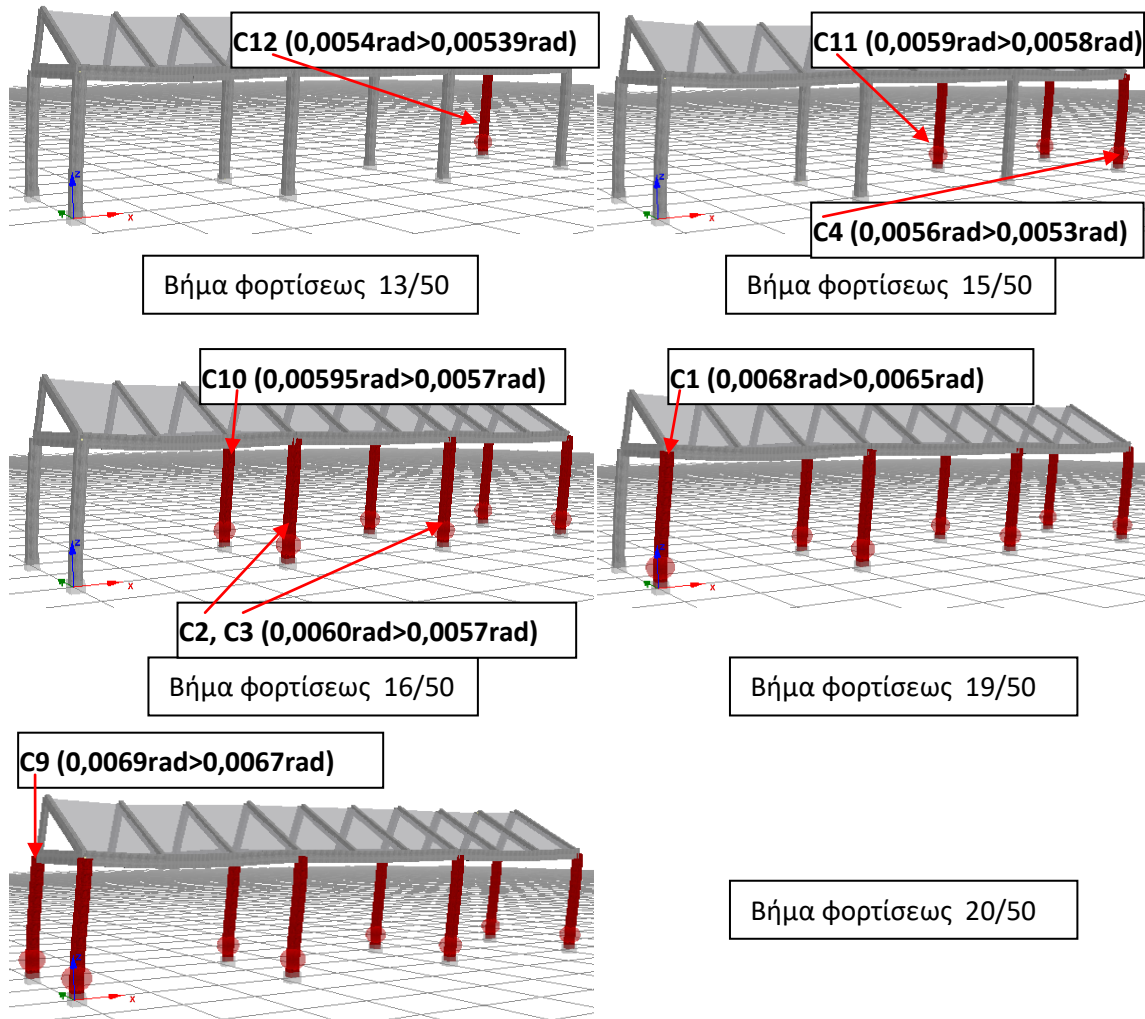


Δεν παρουσιάστηκε διαρροή σε κανένα βήμα φορτίσεως

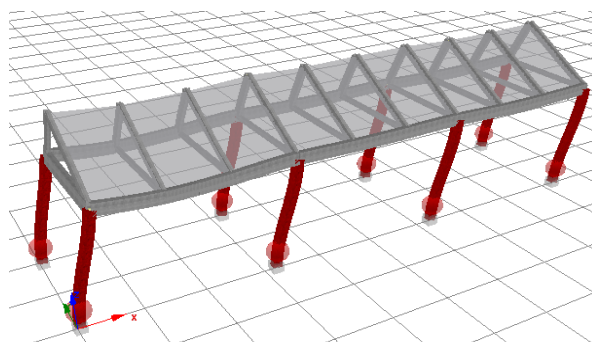
**γ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x**

**(1) Υποστυλώματα**

Παρουσιάζονται η γωνία στροφής αντοχής, η γωνία στροφής κατά τη βλάβη και στο βήμα εμφάνισης της βλάβης που συνέβη:



**(2) Δοκοί**

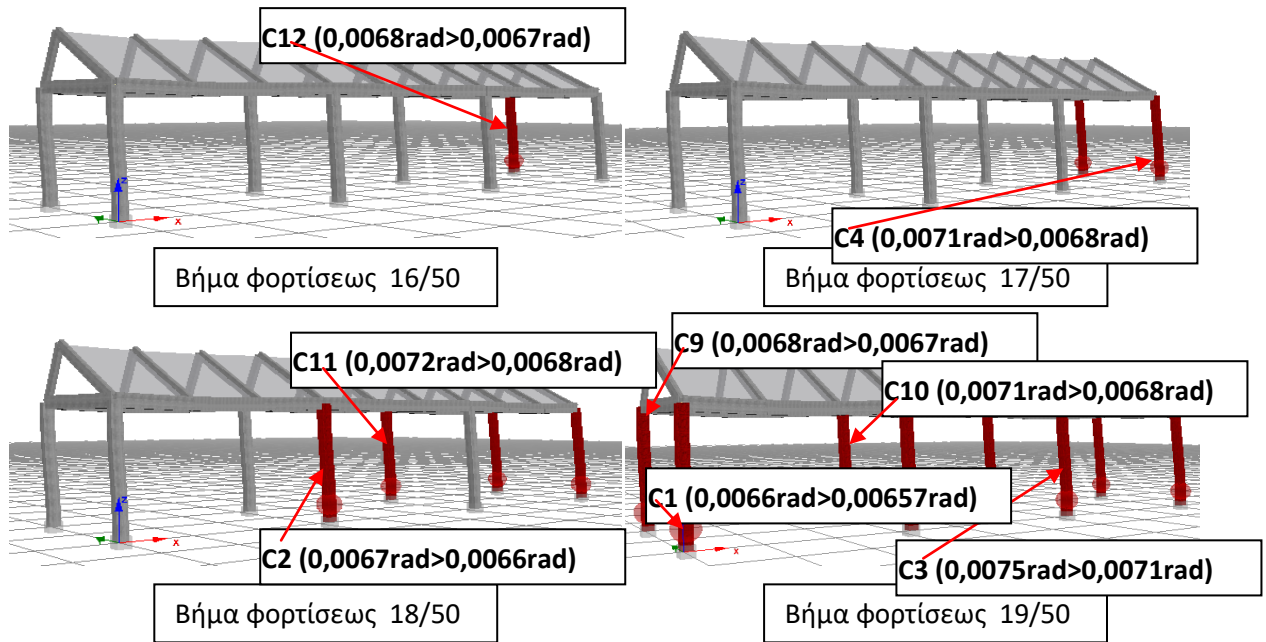


Δεν παρουσιάσθηκε διαρροή σε κανένα Βήμα φορτίσεως

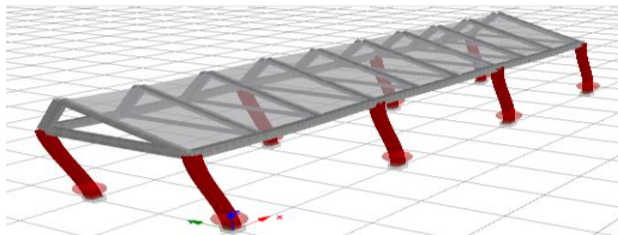
**δ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ**

**(1) Υποστυλώματα**

Παρουσιάζονται η γωνία στροφής αντοχής, η γωνία στροφής κατά τη βλάβη και στο βήμα εμφάνισης της βλάβης που συνέβη:



**(2) Δοκοί**

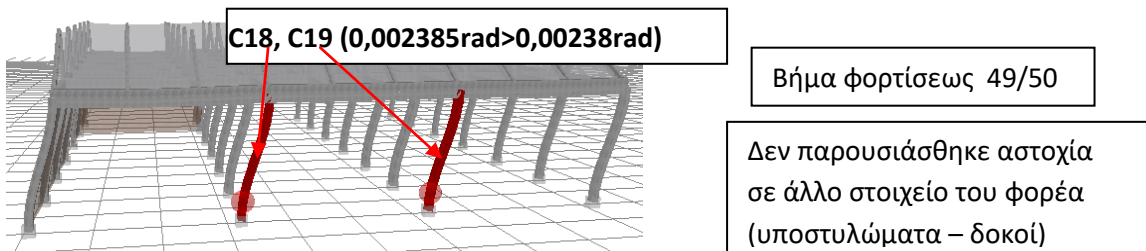


Δεν παρουσιάσθηκε διαρροή σε κανένα βήμα φορτίσεως

**8.3.2 Γωνία Στροφής Χορδής (Αστοχία) (Από χρήστη)**

**α. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά χ**

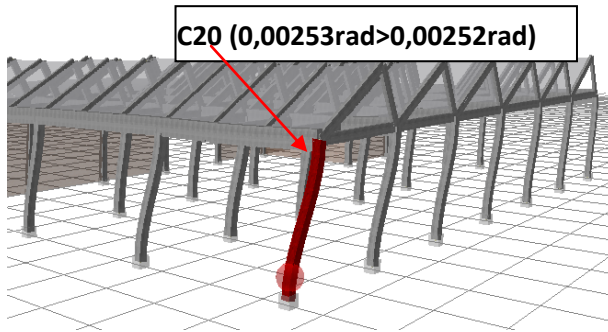
Παρουσιάζονται η γωνία στροφής αντοχής, η γωνία στροφής κατά τη βλάβη και στο βήμα εμφάνισης της βλάβης που συνέβη:



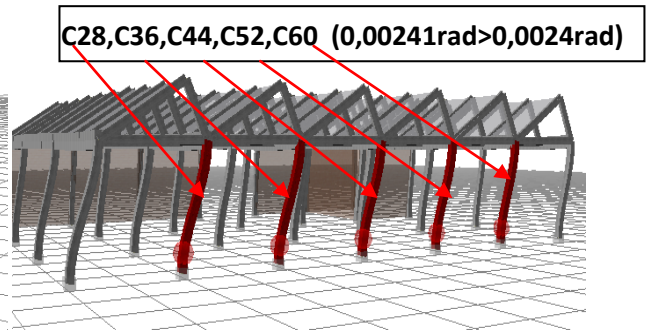


### β. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ

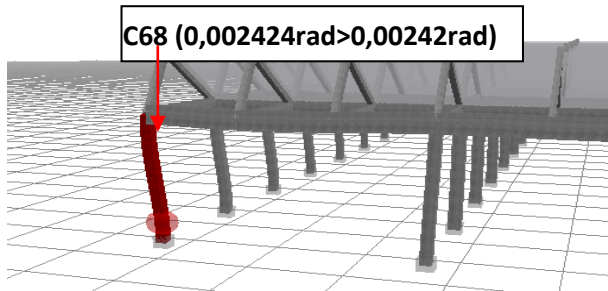
Παρουσιάζονται η γωνία στροφής αντοχής, η γωνία στροφής κατά τη βλάβη και στο βήμα εμφάνισης της βλάβης που συνέβη:



Βήμα φορτίσεως 50/50



Βήμα φορτίσεως 48/50

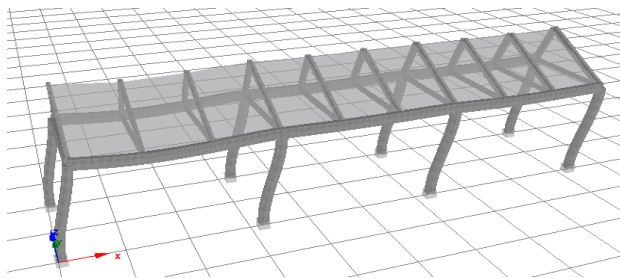


C68 (0,002424rad>0,00242rad)

Βήμα φορτίσεως 48/50

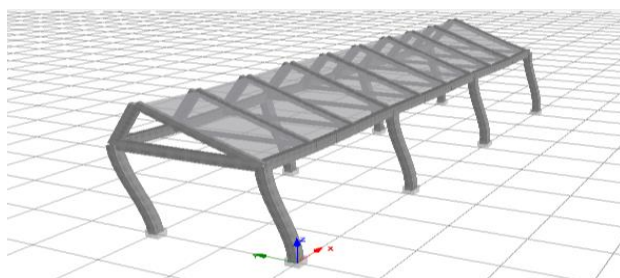
Δεν παρουσιάσθηκε αστοχία σε άλλο στοιχείο του φορέα (υποστυλώματα – δοκοί)

### γ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά χ



Δεν παρουσιάσθηκε αστοχία σε κανένα στοιχείο του φορέα (υποστυλώματα – δοκοί)

### δ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ

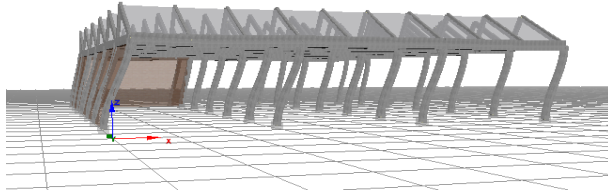


Δεν παρουσιάσθηκε αστοχία σε κανένα στοιχείο του φορέα (υποστυλώματα – δοκοί)

### 8.3.3 Διατμητική Αντοχή (Δεδομένα από το Πρόγραμμα)

#### α. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x (Υποστυλώματα -

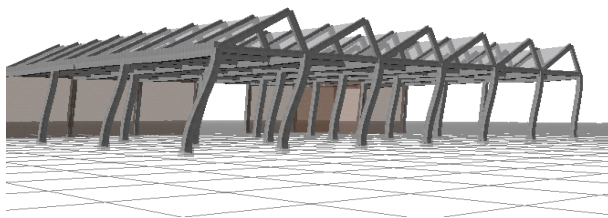
##### Δοκοί)



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

#### β. Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά y (Υποστυλώματα -

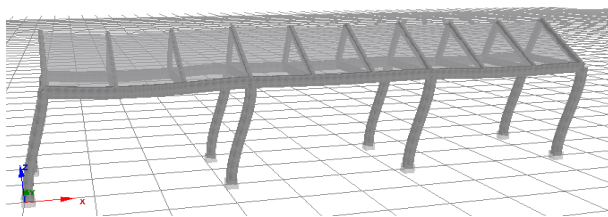
##### Δοκοί)



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

#### γ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x (Υποστυλώματα -

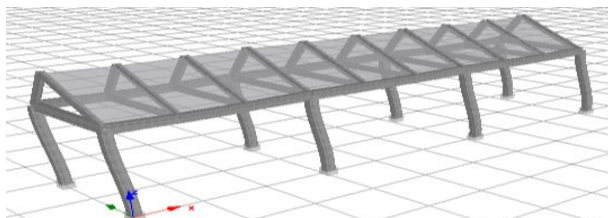
##### Δοκοί)



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

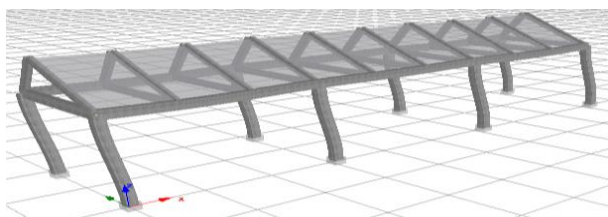
#### δ. Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά y (Υποστυλώματα -

##### Δοκοί)



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

#### ε. Δοκοί



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

#### **8.4 Γενικές Παρατηρήσεις**

Από τη γενική συμπεριφορά του φορέα, όπως εικονίζεται στα ανωτέρω αποτελέσματα και έχοντας υπ' όψιν την αρχικώς διαπιστωθείσα μή ασφάλεια του κτιρίου (καθόσον σε κάθε περίπτωση η Στάθμη Επιτελεστικότητας είναι μικρότερη από την αντίστοιχη Στοχευόμενη Μετακίνηση), παρατηρούνται τα παρακάτω:

##### **α. Code – Based Checks**

(1) Η κατασκευή δεν παρουσιάζει σεισμική επάρκεια για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», τόσο σε φόρτιση κατά Χ όσο και σε φόρτιση κατά Υ, καθόσον:

(α) Οι μετατοπίσεις των κορυφών των υποστυλωμάτων, κατά τη στιγμή εμφάνισης της βλάβης τους, έχουν υπερβεί κατά πολύ τη μετακίνηση που αντιστοιχεί στη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

(β) Οι ανωτέρω μετατοπίσεις λαμβάνουν χώρα σε στάδιο λίγο μετά τη μεσαία φάση της διαδικασίας φορτίσεως (κατά μέσον όρο στο Βήμα 35 από 50), πράγμα που σημαίνει ότι η υπέρβαση της Στάθμης Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» γίνεται πριν από τη μεσαία φάση της φορτίσεως και γενικώς στα αρχικά στάδια αυτής.

(2) Παρατηρείται μία ελαφρώς αυξημένη αντοχή των κεντρικών υποστυλωμάτων του κτιρίου σε σχέση με τα περιμετρικά υποστυλώματα, η οποία πιθανώς να οφείλεται στις διαστάσεις των υποστυλωμάτων, στη θέση τους στον φορέα και στο είδος των σιδηροπλισμών σε σχέση με τις διαστάσεις αυτών. Σε κάθε περίπτωση, όμως, για τις μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων αυτών ισχύουν τα αναγραφόμενα στο προηγούμενο εδάφιο.

(3) Διαπιστώνεται η θετική συμβολή της υπάρχουσας τοιχοποιίας πληρώσεως στην ευστάθεια των υποστυλωμάτων, καθόσον στις περιοχές πλησίον των τοιχοποιιών είτε δεν παρατηρούνται βλάβες επί των υποστυλωμάτων (π.χ. υποστύλωμα C65 κατά x και υποστύλωμα C17 κατά y) είτε οι βλάβες εμφανίζονται μόνο στα τελευταία στάδια φορτίσεως (π.χ. υποστυλώματα C66, C67, C68 κατά x).

(4) Στις όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται να διαρρέουν μόνο τα υποστυλώματα και καμμία δοκός, πράγμα το οποίο αντίκειται στις σύγχρονες διατάξεις του ικανοτικού κανονισμού σύμφωνα με τον οποίον διαρρέουν πρώτα οι δοκοί και μετά τα υποστυλώματα.

(5) Δεν εμφανίζεται, σε καμμία περίπτωση, διατμητική αστοχία, πράγμα το οποίο είναι θετικό για την κατασκευή καθόσον έτσι διασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει περίπτωση ψαθυρού τρόπου αστοχίας της κατασκευής. Εξ' άλλου στους

αντίστοιχους υπολογισμούς στο πρόγραμμα Excel, είχε προκύψει ότι κανένα στοιχείο του φορέα (υποσύλωμα – δοκός) δεν εμφάνιζε διατμητική μορφή αστοχίας πριν από την καμπτική.

(6) Συμπερασματικά, παρατηρείται μία «μέσης» ποιότητας συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, με την πλειοψηφία αυτών να υφίσταται βλάβες λίγο μετά το μέσον της δυναμικής φορτίσεως, καταδεικνύοντας έτσι ότι απαιτείται η ενίσχυσή τους, είτε στο πλαίσιο ενίσχυσης του φορέα ως σύνολο είτε για κάθε ένα υποσύλωμα ξεχωριστά, ώστε τυχόν βλάβες να εμφανίζονται κατά το δυνατόν στα τελικά στάδια αυτής.

### β. Performance Criteria

(1) Παρατηρείται ότι η γενική συμπεριφορά του φορέα (αλληλουχία διαρροής των υποστυλωμάτων) προσομοιάζει τη συμπεριφορά του φορέα κατά τον έλεγχο Code – Based Checks, αλλά με τη διαφορά ότι η διαρροή εμφανίζεται στα αρχικά στάδια της διαδικασίας φορτίσεως, πράγμα που υποδηλώνει ότι σε περίπτωση σεισμικής φορτίσεως η διαρροή των υποστυλωμάτων θα λάβει χώρα σε σύντομο σχετικά χρονικό διάστημα.

(2) Όπως και πριν, η κατασκευή δεν παρουσιάζει σεισμική επάρκεια για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», τόσο σε φόρτιση κατά Χ όσο και σε φόρτιση κατά Υ.

(3) Διαπιστώνεται και εδώ η θετική συμβολή της υπάρχουσας τοιχοποιίας πληρώσεως στην ευστάθεια των υποστυλωμάτων, καθόσον στις περιοχές πλησίον των τοιχοποιιών είτε δεν παρατηρούνται βλάβες επί των υποστυλωμάτων είτε οι βλάβες εμφανίζονται μόνο στα τελευταία στάδια φορτίσεως.

(4) Και εδώ παρατηρείται να διαρρέουν μόνο τα υποστυλώματα και καμμία δοκός, πράγμα το οποίο αντίκειται στις σύγχρονες διατάξεις του ικανοτικού κανονισμού σύμφωνα με τον οποίο διαρρέουν πρώτα οι δοκοί και μετά τα υποστυλώματα.

(5) Δεν εμφανίζεται, σε καμμία περίπτωση, διατμητική αστοχία, όπως παρατηρήθηκε και κατά τον έλεγχο των Code – Based Checks.

(6) Συμπερασματικά, παρατηρείται μία «χαμηλής» ποιότητας συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, με την πλειοψηφία αυτών να υφίσταται βλάβες στην αρχή της δυναμικής φορτίσεως, καταδεικνύοντας και εδώ την ανάγκη ενίσχυσής τους, είτε το κάθε ένα ξεχωριστά είτε στο πλαίσιο ενίσχυσης ολόκληρου του φορέα.

## Κεφάλαιο 9

### Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας)

#### 9.1 Γενικά

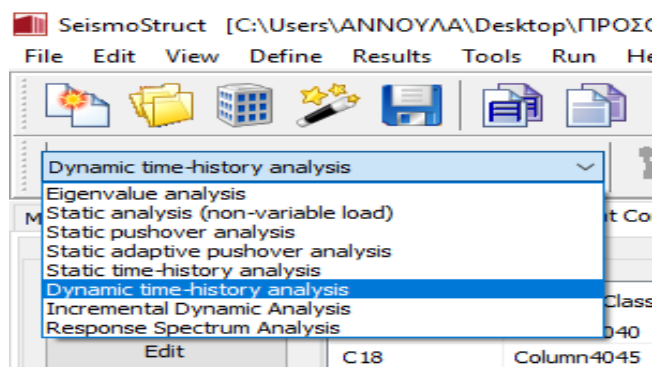
Πέραν της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (Static Pushover Analysis), το υπό εξέταση κτίριο, για την εξαγωγή ασφαλέστερων συμπερασμάτων, αναλύθηκε στο πλαίσιο της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας (Dynamic Time - History Analysis). Η τελευταία, χρησιμοποιείται συχνά για την πρόβλεψη της μη γραμμικής ανελαστικής απόκρισης μίας κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική φόρτιση (η γραμμική ελαστική δυναμική απόκριση μπορεί, επίσης, να προσομοιωθεί εφόσον λαμβάνονται υπ' όψιν ελαστικά δομικά στοιχεία και/ή χαμηλά επίπεδα σεισμικής διέγερσης). Η άμεση επίλυση των εξισώσεων κινήσεως γίνεται χρησιμοποιώντας αλγορίθμους όπως του Hilber et al. (1977), ή τη μέθοδο Newmark (1959) (βήμα προς βήμα). Η προσομοίωση της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με την εισαγωγή επιταχυνσιογραφημάτων στις στηρίξεις του φορέα, ενώ διαφορετικές σεισμικές καμπύλες μπορούν να εφαρμοσθούν σε κάθε στήριξη, πράγμα το οποίο επιτρέπει την εισαγωγή μίας ασύγχρονης εδαφικής σεισμικής διέγερσης στο κτίριο.

#### 9.2 Προσομοίωση φορέα

Χρησιμοποιείται ο φορέας που κατασκευάστηκε στο λογισμικό Seismostruct στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης, με τις κάτωθι τροποποιήσεις. Όπως και πριν, το κτίριο εξετάστηκε στα επιμέρους τμήματα που δημιουργούνται από τους κατασκευαστικούς αρμούς. Συγκεκριμένα, έγινε ανάλυση του άνω (αρ) τεταρτημορίου και του κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ . Παρουσιάζεται, αναλυτικά, η πορεία μόρφωσης και ανάλυσης του άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά τη διεύθυνση  $x$ .

##### 9.2.1 Επιλογή Μεθόδου Αναλύσεως

Στην αρχική επιφάνεια εργασίας του Seismostruct επιλέχθηκε, από το αντίστοιχο παράθυρο, η ανάλυση του φορέα διά της μεθόδου της Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας (Dynamic Time-History Analysis).



Εικόνα 86: Επιλογή Dynamic Time - History Analysis

### 9.2.2 Επιλογή Ιδιοτήτων Υλικών («Materials»)

Τα υλικά (σκυρόδεμα, χάλυβας) παρέμειναν όπως επιλέχθηκαν στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

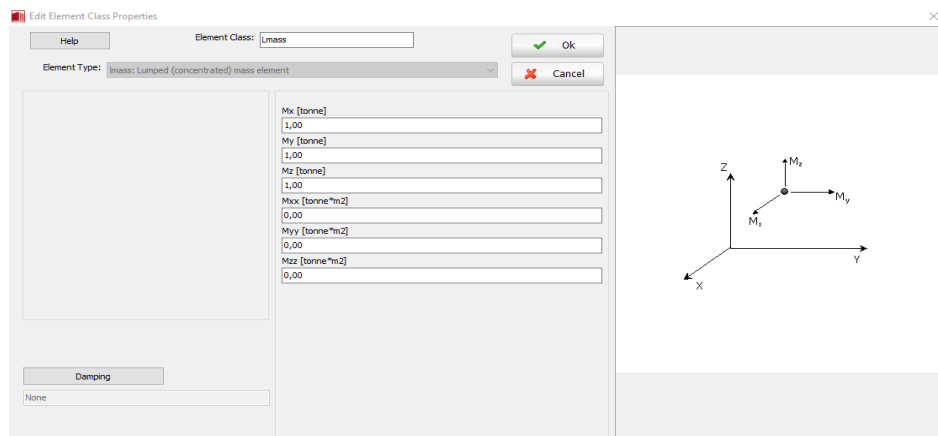
### 9.2.3 Επιλογή Διατομών Δομικών Στοιχείων («Sections»)

Παρέμειναν οι ιδιότητες και η μορφή των διατομών όλων των δομικών στοιχείων που επιλέχθηκαν στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

### 9.2.4 Επιλογή Ιδιοτήτων Ομάδων Δομικών Στοιχείων («Element Classes»)

α. Οι ιδιότητες των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα - δοκοί), παρέμειναν όπως επιλέχθηκαν στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

β. Πέραν των παραπάνω, στο πεδίο «Element Classes» εισήχθησαν οι ιδιότητες των συγκεντρωμένων μαζών (Lmass) που αργότερα τοποθετήθηκαν στο προσομοίωμα.



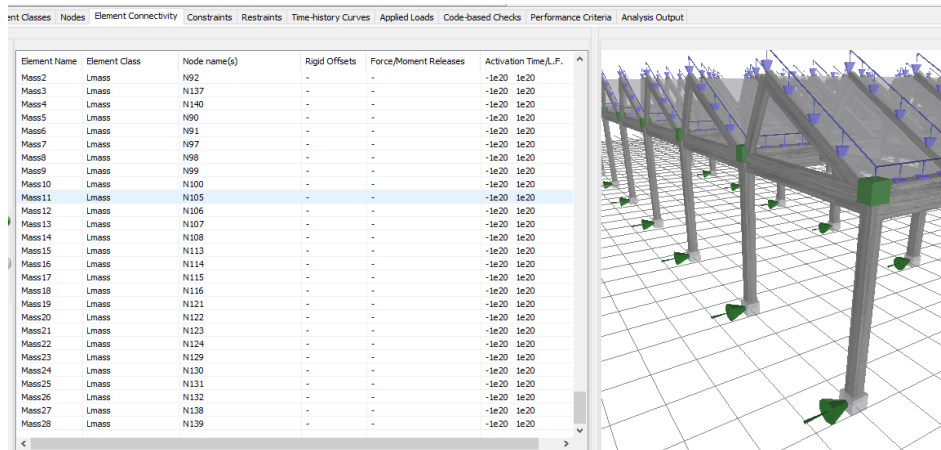
Εικόνα 87: Επιλογή Ιδιοτήτων Συγκεντρωμένων Μαζών (Lmass)

### 9.2.5 Εισαγωγή Κατασκευαστικών Κόμβων («Nodes»)

Οι κατασκευαστικοί κόμβοι, όπως αυτοί εισήχθησαν στο πεδίο «Nodes» της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης, παρέμειναν ως είχε.

### 9.2.6 Εισαγωγή Δομικών Στοιχείων («Element Connectivity»)

Η εισαγωγή των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί) παρέμεινε όπως αυτή έγινε στο πεδίο «Element Connectivity» της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης. Πέραν των παραπάνω, εισήχθησαν στο προσομοίωμα συγκεντρωμένες μάζες (οι ιδιότητες των οποίων ορίστηκαν στο πεδίο «Element Classes»), οι οποίες τοποθετήθηκαν στην κορυφή κάθε υποστυλώματος.



Εικόνα 88: Εισαγωγή Συγκεντρωμένων Μαζών στην Κορυφή Κάθε Υποστυλώματος

### 9.2.7 Εισαγωγή Διαφραγμάτων («Constraints»)

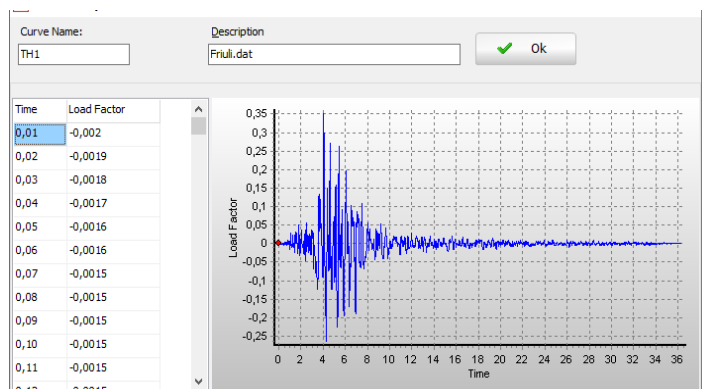
Τα διαφράγματα παρέμειναν στο πεδίο «Constraints» όπως αυτά είχαν εισαχθεί στο αντίστοιχο πεδίο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

### 9.2.8 Εισαγωγή Δεσμεύσεων («Restraints»)

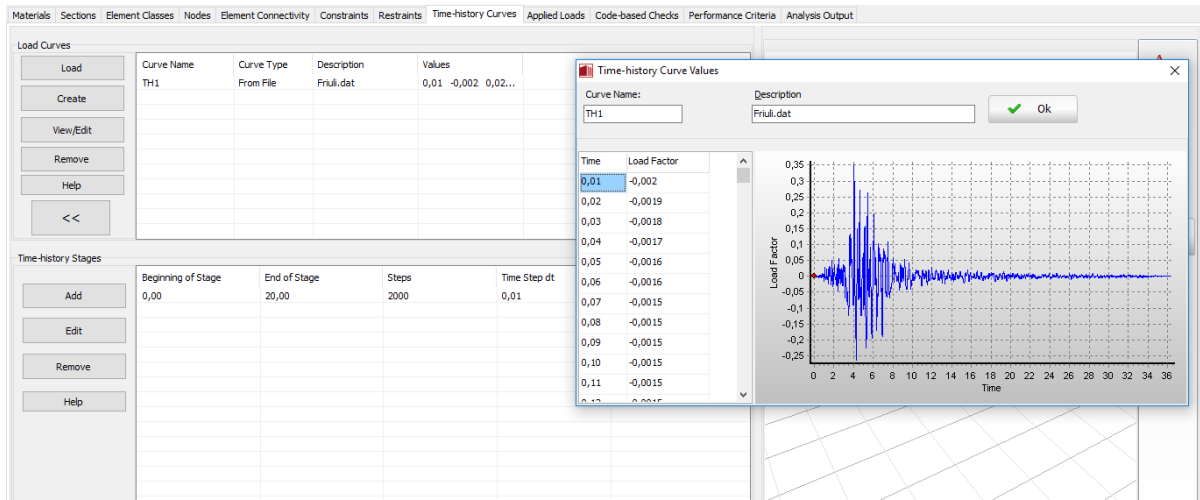
Στο πεδίο «Restraints» παρέμειναν οι δεσμεύσεις μετακινήσεων (προς όλες τις διευθύνσεις) στη βάση κάθε υποστυλώματος όπως αυτές είχαν ορισθεί στο αντίστοιχο πεδίο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

### 9.2.9 Εισαγωγή Επιταχυνσιογραφήματος («Time – History Curves»)

Στη Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας εισάγεται, για πρώτη φορά, το πεδίο «Time – History Curves» στο οποίο ενσωματώνεται, στους αντίστοιχους υπολογισμούς, το επιταχυνσιογράφημα ενός προϋπάρχοντος σεισμού με βάση το οποίο θα ελεγχθεί η κατασκευή σε σεισμική φόρτιση. Για τον λόγο αυτόν, επιλέχθηκε η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος του σεισμού του Friuli. Επιπρόσθετα, ορίστηκαν οι αντίστοιχες παράμετροι καταγραφής της σεισμικής φορτίσεως, όπως φαίνεται στις ακόλουθες εικόνες.



Εικόνα 89: Εισαγωγή Επιταχυνσιογραφήματος Σεισμού Friuli

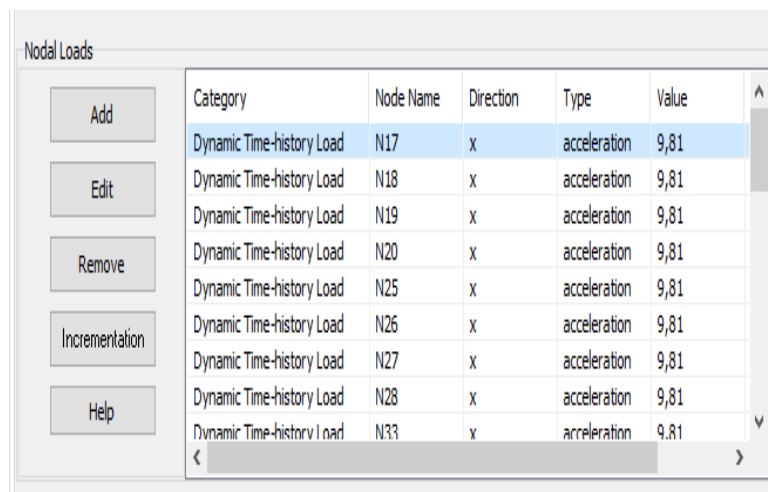


Εικόνα 90: Εισαγωγή Δεδομένων Καταγραφής Επιταχυνσιογραφήματος

### 9.2.10 Εισαγωγή Εφαρμοζόμενων Φορτίων («Applied Loads»)

α. Στο πεδίο «Applied Loads» αφαιρέθηκαν όλα τα προσαυξανόμενα φορτία που επενεργούσαν στην κατασκευή στο πεδίο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης, ενώ παρέμειναν τα μόνιμα φορτία.

β. Επιπλέον, εισήχθηκε το φορτίο του ανωτέρω σεισμού του Friuli στη βάση όλων των υποστυλωμάτων του κτιρίου, με τιμή 9,81KN ανά θέση, έτσι ώστε η εφαρμογή του σεισμού να προσομοιωθεί ικανοποιητικά.



Εικόνα 91: Εισαγωγή Σεισμικού Φορτίου στη βάση των Υποστυλωμάτων

### 9.2.11 Πεδία «Loading Phases» και «Target Displacement»

Τα υπόψη πεδία δεν χρησιμοποιούνται στη Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.



### 9.2.12 Επιλογή Κωδικοποιημένων Κριτηρίων Ελέγχου («Code – Based Checks»)

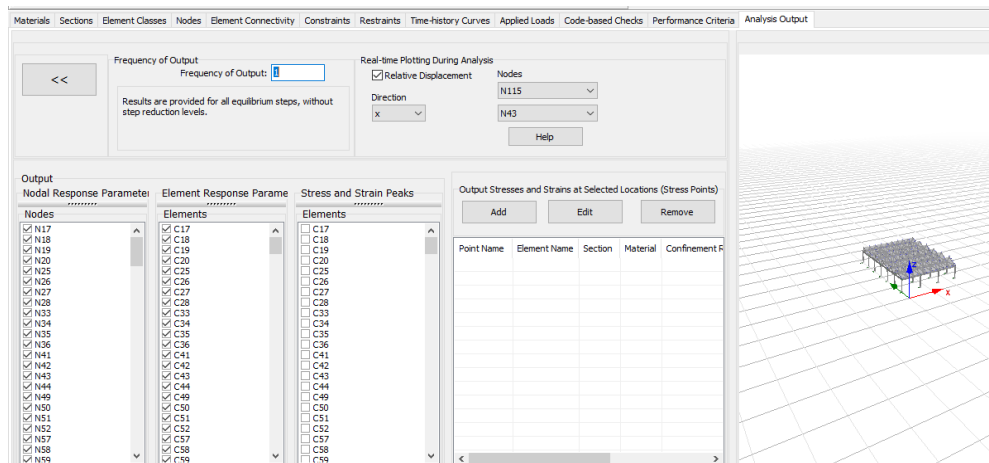
Στο πεδίο «Code – based Checks», οι επιπρόσθετες ιδιότητες των δομικών στοιχείων (Advanced Member Properties), παρέμειναν όπως καθορίστηκαν στην Ανελαστική Στατική Ανάλυση. Τα Κριτήρια Ελέγχου της αντοχής των δομικών στοιχείων, όπως αυτά χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση της κατασκευής υπό τη δεδομένη σεισμική φόρτιση, θα περιγραφούν στην αντίστοιχη παράγραφο.

### 9.2.13 Επιλογή Κριτηρίων Ελέγχου Συμπεριφοράς («Performance Criteria»)

Τα κριτήρια ελέγχου της αντοχής των δομικών στοιχείων σύμφωνα με το πεδίο «Performance Criteria» θα περιγραφούν εκτενώς στην αντίστοιχη παράγραφο κατά τον έλεγχο της επιβαλλόμενης σεισμικής φορτίσεως.

### 9.2.14 Ρύθμιση Εξαγόμενων Αποτελεσμάτων

Στο πεδίο «Analysis Output» δεν υφίσταται ουσιαστική διαφοροποίηση σε σχέση με τα αρχικώς καθορισθέντα στην Ανελαστική Στατική Ανάλυση, πλην της πρόβλεψης για έλεγχο της σχετικής μετακίνησης (Relative Displacement) μεταξύ κορυφής και βάσης υποστυλώματος.



Εικόνα 92: Analysis Output

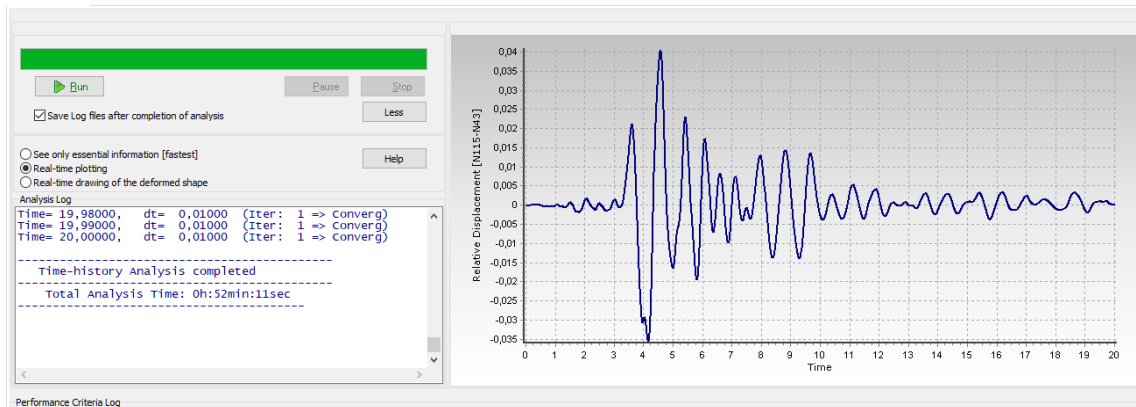
### 9.2.15 Γενικές Ρυθμίσεις Προγράμματος

Δεν εισήχθηκε καμμία μεταβολή στις γενικές ρυθμίσεις του παραθύρου «Project Settings» όπως αυτές ορίστηκαν αρχικώς κατά την Ανελαστική Στατική Ανάλυση.

### 9.3 Ανάλυση Φορέα

#### 9.3.1 Πεδίο «Processor»

Στο υπόψη πεδίο εκτελέστηκε η προσομοίωση της σεισμικής φορτίσεως με το επιταχυνσιογράφημα του επιλεχθέντος σεισμού. Το ΠΡΟΚΎΠΤΟΝ σεισμικό φάσμα παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



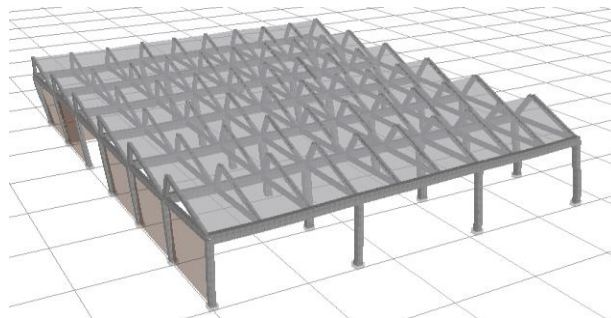
Εικόνα 93: Ανάλυση του Φορέα στο πεδίο «Processor»

#### 9.3.2 Code-Based Checks

Διεξήχθησαν όλοι οι έλεγχοι που έλαβαν χώρα και στην Ανελαστική Στατική Ανάλυση. Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται το σύνολο των εκτελεσθέντων ελέγχων, για όλα τα τμήματα του κτιρίου και όλες τις περιπτώσεις φορτίσεως.

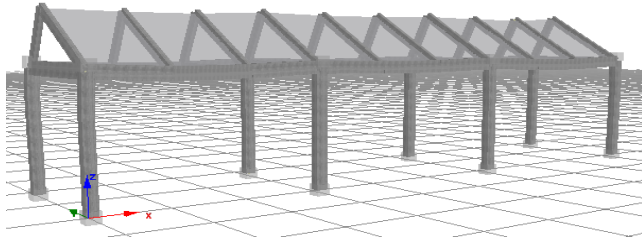
##### α. Γωνία Στροφής Χορδής

##### (1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

(2) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x & y



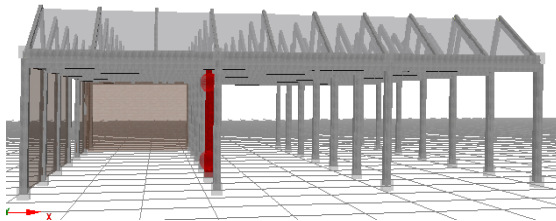
Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

**β. Διατμητική Αντοχή**

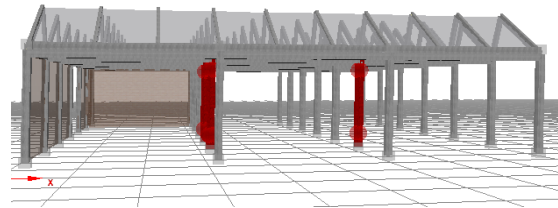
(1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.

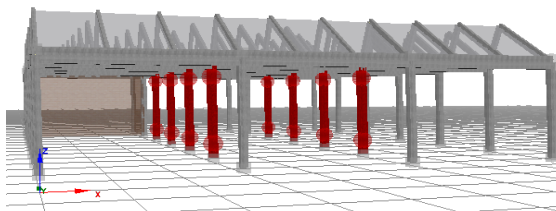
(α) Μετωπικά Υποστυλώματα



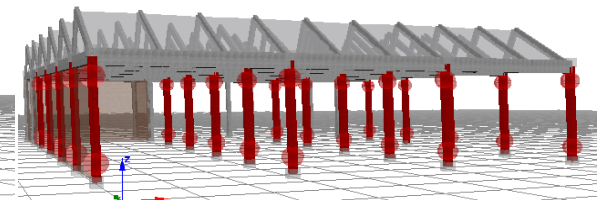
Βήμα φορτίσεως 338/2000



Βήμα φορτίσεως 343/2000



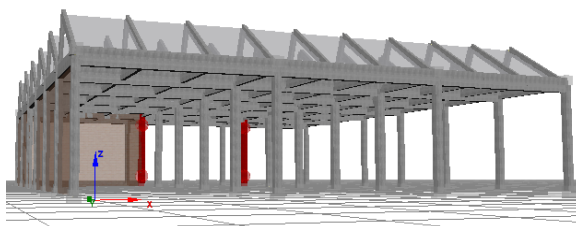
Βήμα φορτίσεως 375/2000



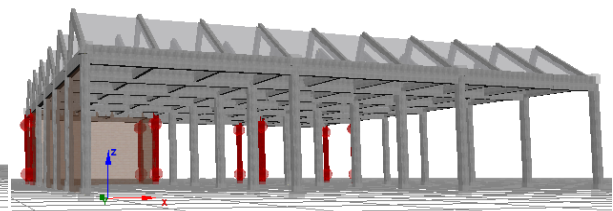
Βήμα φορτίσεως 420/2000

(β) Πίσω Υποστυλώματα & Έμπροσθεν Δοκοί

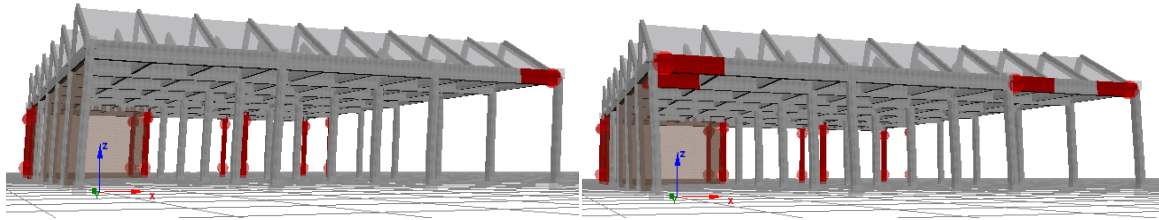
Παρακάτω, φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.



Βήμα φορτίσεως 390/2000



Βήμα φορτίσεως 417/2000

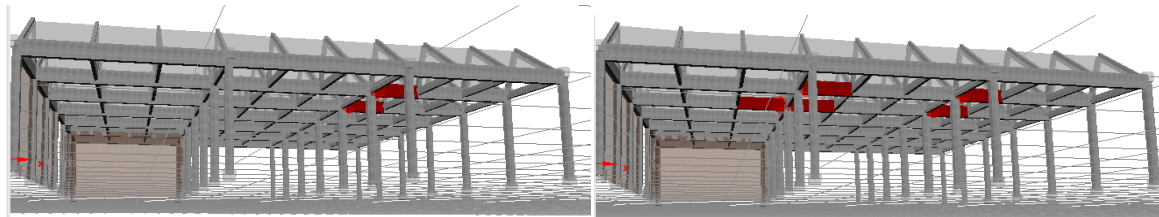


Βήμα φορτίσεως 492/2000

Βήμα φορτίσεως 570/2000

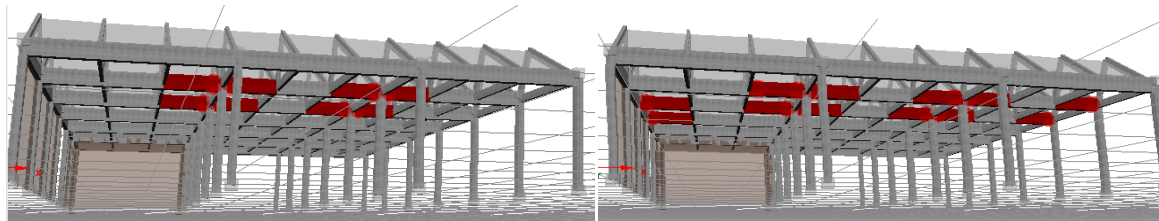
### (γ) Έμπροσθεν Μέσοι Δοκοί

Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.



Βήμα φορτίσεως 376/2000

Βήμα φορτίσεως 420/2000

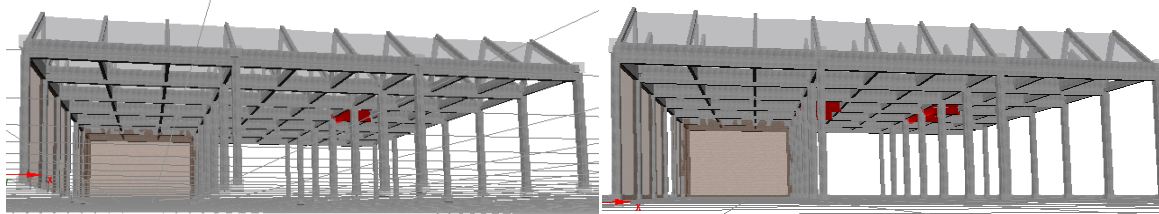


Βήμα φορτίσεως 440/2000

Βήμα φορτίσεως 440/2000

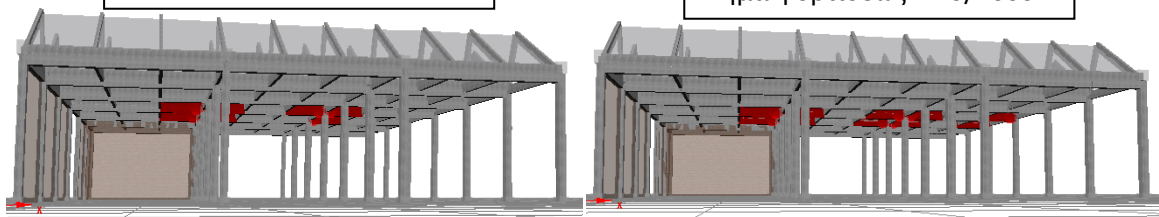
### (δ) Όπισθεν Μέσοι Δοκοί

Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.



Βήμα φορτίσεως 380/2000

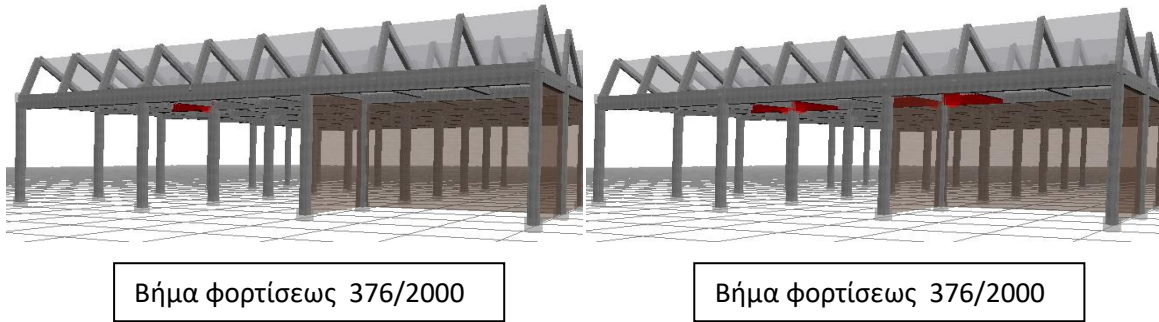
Βήμα φορτίσεως 420/2000



Βήμα φορτίσεως 460/2000

Βήμα φορτίσεως 540/2000

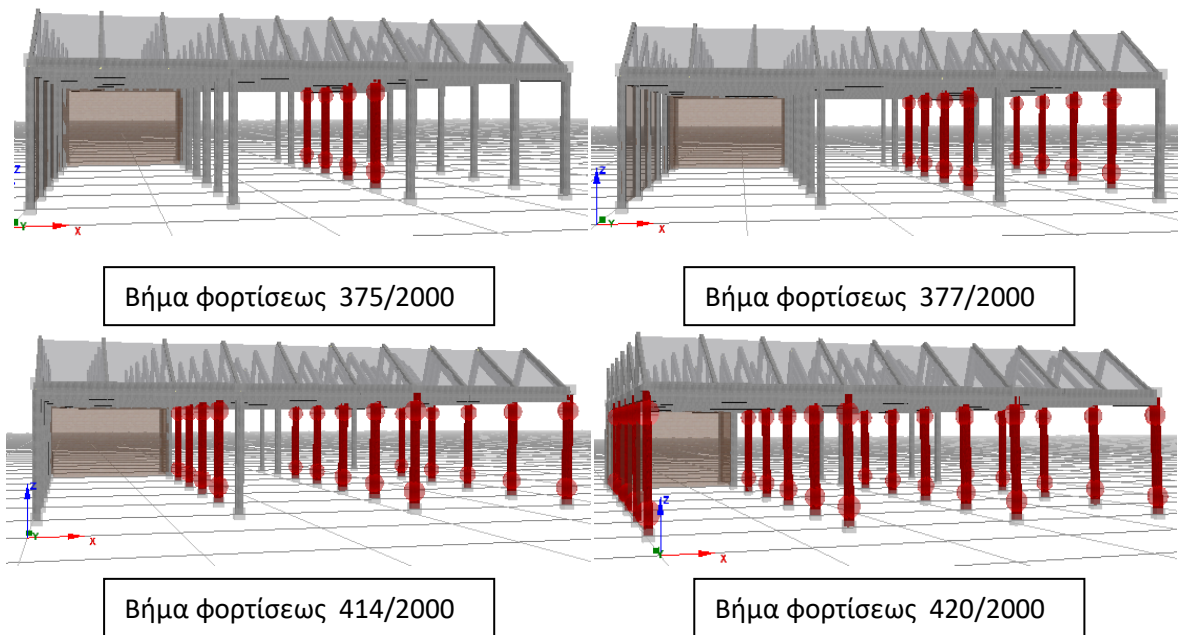
(ε) Όπισθεν Δοκοί



(3) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά y

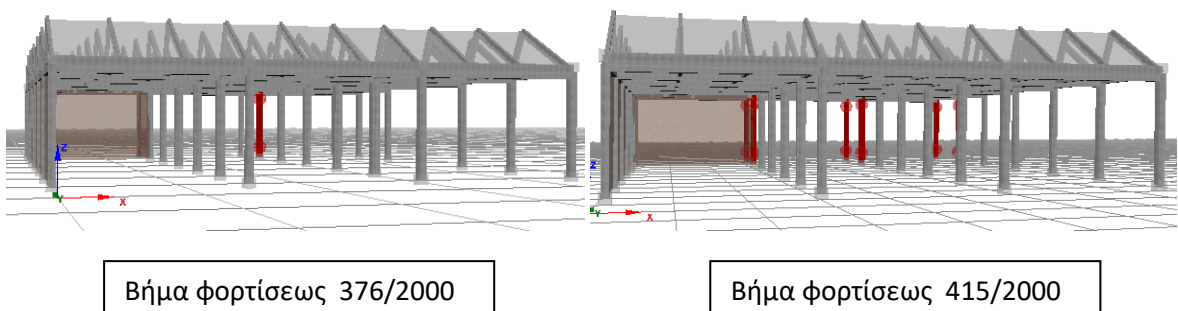
(α) Μετωπικά Υποστυλώματα

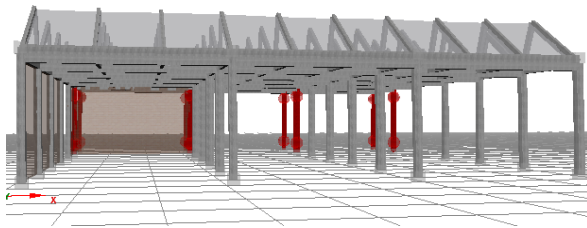
Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.



(β) Πίσω Υποστυλώματα & Δοκοί

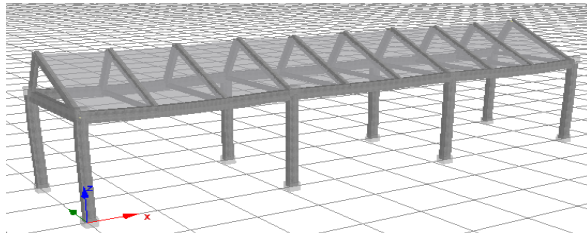
Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.





Βήμα φορτίσεως 420/2000

(4) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y



Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

**9.3.3 Performance Criteria**

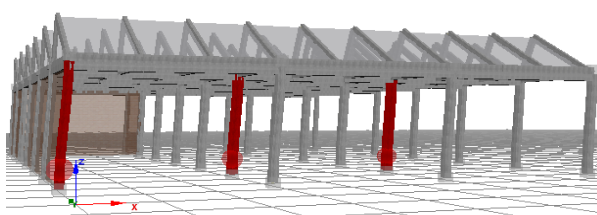
Διεξήχθησαν όλοι οι έλεγχοι που έλαβαν χώρα και στην Ανελαστική Στατική Ανάλυση. Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται το σύνολο των ελέγχων, για όλα τα τμήματα του κτιρίου και όλες τις περιπτώσεις φορτίσεως.

**α. Γωνία Στροφής Χορδής (Διαρροή) (Δεδομένα από το Πρόγραμμα)**

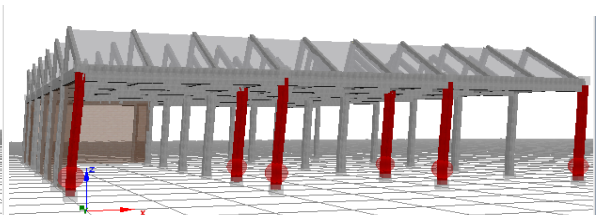
(1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

(α) Υποστυλώματα

Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.

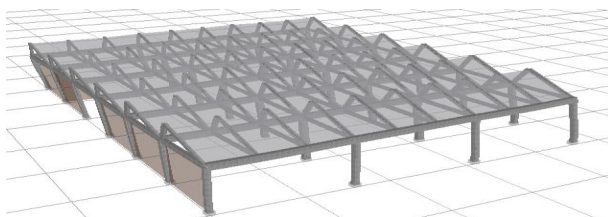


Βήμα φορτίσεως 538/2000



Βήμα φορτίσεως 539/2000

(β) Δοκοί

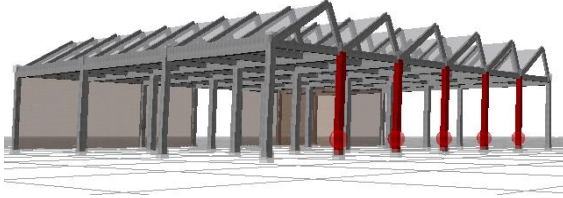


Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

(2) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά y

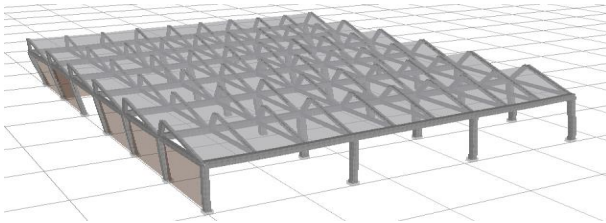
Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.

(α) Υποστυλώματα



Βήμα φορτίσεως 436/2000

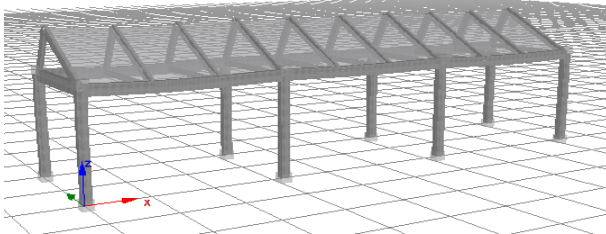
(β) Δοκοί



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

(3) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

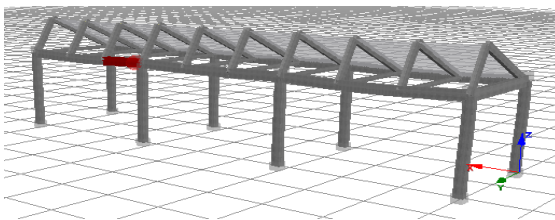
(α) Υποστυλώματα



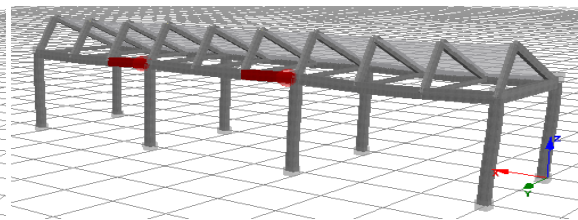
Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα βήμα φορτίσεως,

(β) Δοκοί

Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.

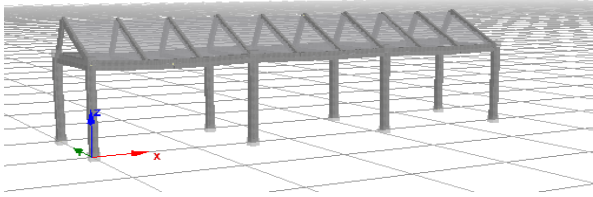


Βήμα φορτίσεως 382/2000



Βήμα φορτίσεως 472/2000

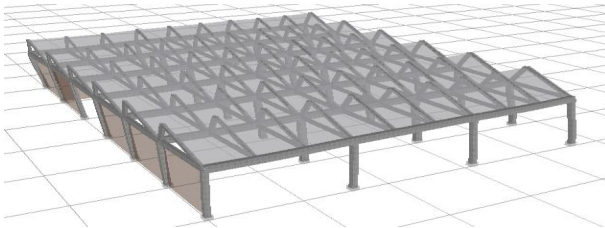
**(5) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά y**



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

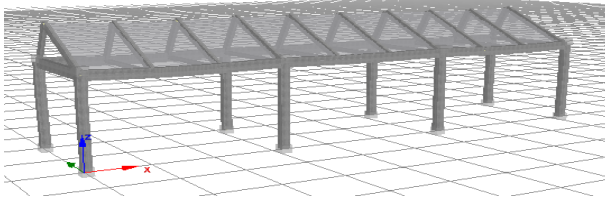
**β. Γωνία Στροφής Χορδής (Αστοχία) (Δεδομένα από τον Χρήστη)**

**(1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y**



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

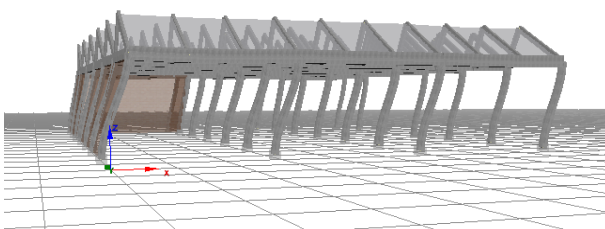
**(2) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y**



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

**γ. Διατμητική Αντοχή (Δεδομένα από το Πρόγραμμα)**

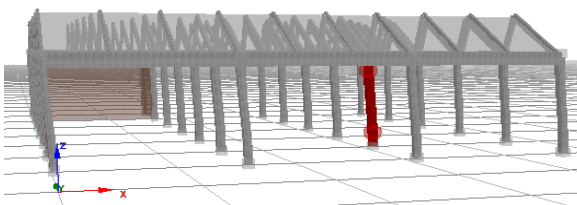
**(1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x**



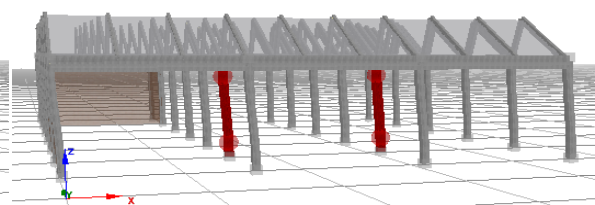
Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

**(2) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά y**

Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του φορέα που υπέστησαν βλάβη και το βήμα φορτίσεως στο οποίο έλαβε χώρα η βλάβη.



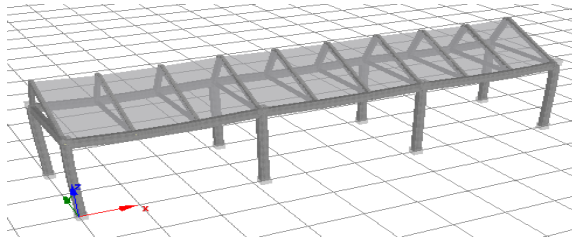
Βήμα φορτίσεως 613/2000



Βήμα φορτίσεως 614/2000



### (3) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y



Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως, σε όλα τα στοιχεία του φορέα (υποστυλώματα - δοκοί)

#### 9.4 Συμπεράσματα

α. Η κατασκευή παρουσιάζει ελαφρώς διαφορετική σεισμική συμπεριφορά, είτε μεταξύ των μεθόδων αναλύσεως (Static Pushover Analysis και Dynamic Time - History Analysis), είτε μεταξύ των πεδίων ελέγχου Code – Based Checks και Performance Criteria. Συγκεκριμένα:

(1) Στο πεδίο ελέγχου Code – Based Checks διαπιστώνεται πλήρης επάρκεια της κατασκευής στην περίπτωση της γωνίας στροφής χορδής, ενώ στην περίπτωση της διατμητικής αντοχής παρατηρείται να αστοχούν πρώτα τα υποστυλώματα και σε μεταγενέστερο χρόνο οι δοκοί, πράγμα που αντίκειται στις σύγχρονες απαιτήσεις για πρωταρχική διαρροή των δοκών. Σε κάθε περίπτωση, όμως, η αστοχία των υποστυλωμάτων πριν από τις δοκούς παρατηρείται και στις δύο μεθόδους αναλύσεως, πράγμα που επιβεβαιώνει την άσχημη, αυτή, συμπεριφορά του κτιρίου.

(2) Αξιοσημείωτο είναι ότι δεν παρουσιάσθηκε διατμητική αστοχία των δοκών κατά τη διεύθυνση φορτίσεως κατά y, ενώ δεν παρουσιάσθηκε σχεδόν καμία αστοχία φερόντων στοιχείων στο κάτω (αρ) τεταρτημόριο.

(3) Στο πεδίο ελέγχου Performance Criteria διαπιστώθηκε, επίσης, διαρροή αριθμού υποστυλωμάτων, ενώ δεν παρατηρήθηκε καμία διαρροή στις δοκούς και καμία αστοχία, ούτε στην περίπτωση της γωνίας στροφής χορδής, ούτε στην περίπτωση της διατμητικής αντοχής. Εδώ, ο αριθμός των υποστυλωμάτων που υπέστησαν διαρροή ήταν μικρότερος, καθώς φαίνεται ότι ενήργησαν θετικώς, προς την κατεύθυνση αυτή, οι υφιστάμενες τοιχοποιίες πλήρωσης, γεγονός που καταδεικνύει τη θετική, σε ένα μέρος, συμβολή αυτών.

β. Συμπερασματικά, παρατηρείται και εδώ μία χαμηλής ποιότητας συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, με την πλειοψηφία αυτών να υφίσταται βλάβες σε πρώιμο σημείο σε σχέση με τις δοκούς, καταδεικνύοντας και εδώ ότι απαιτείται η ενίσχυσή τους, είτε στο πλαίσιο ενίσχυσης του φορέα ως σύνολο είτε για κάθε ένα υποστυλώμα ξεχωριστά, ώστε τυχόν βλάβες είτε να εξαιρεθούν είτε να εμφανίζονται, κατά το δυνατόν, στα τελικά στάδια φορτίσεως.

## Κεφάλαιο 10

### Τελικά Συμπεράσματα - Προτάσεις

#### 10.1 Αποτίμηση φθορών στα δομικά στοιχεία – εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του σκυροδέματος του φέροντος οργανισμού

α. Η γενική εικόνα του κτιρίου, σε συνδυασμό με την μορφολογία της περιοχής, μας οδηγεί στην ανάγκη υιοθέτησης των καθοριζόμενων στον Ευρωκώδικα 2 και στο πρότυπο σκυροδέματος ΕΛΟΤ EN 206–1, για οποιαδήποτε νέα κατασκευή στο στρατόπεδο που υφίσταται το υπό εξέταση κτίριο.

β. Οι μη καταστρεπτικοί έλεγχοι (κρουσιμετρήσεις, μαγνητόμετρο) απαιτείται να συνεχιστούν και να συμπεριλάβουν περισσότερα σε αριθμό αλλά και πιο αντιπροσωπευτικά σημεία των εγκαταστάσεων, καθόσον οι έλεγχοι έγιναν μόνο σε ήδη εκτεθειμένα σημεία των υποστυλωμάτων. Λόγω των συνθηκών έκθεσης του κτιρίου, της ηλικίας του, των κανονισμών σχεδιασμού του αλλά και της μεθόδου κατασκευής του, θεωρείται ότι οι έλεγχοι αυτοί δεν επαρκούν. Προτείνεται η διενέργεια επιπλέον ελέγχων που θα περιλαμβάνουν τη λήψη πυρήνων και περαιτέρω αποκάλυψη οπλισμών, τόσο σε εκτεθειμένα δομικά στοιχεία όσο και σε δομικά μέλη στο εσωτερικό, τα οποία είναι επιχρισμένα και πιο προστατευμένα, καθώς και ελέγχους βάθους ενανθράκωσης, ηλεκτρικές μεθόδους και χημικές αναλύσεις. Με αυτόν τον τρόπο:

(1) Θα είναι δυνατή η εκτέλεση της καθορισθείσας, στη βιβλιογραφία και στα χρησιμοποιηθέντα πρότυπα, διαδικασίας βαθμονόμησης των νέων αλλά και των ήδη διενεργηθεισών μετρήσεων με το κρουσίμετρο.

(2) Θα καταστεί δυνατός ο ακριβέστερος προσδιορισμός της επίδρασης του φαινομένου της ενανθράκωσης στις τιμές που δίνει η μέθοδος του κρουσιμέτρου για το σκυρόδεμα του υπό εξέταση κτιρίου.

(3) Θα γίνει βαθμονόμηση των μετρήσεων με την μέθοδο και της εξόλκευσης ήλου (παλαιών και νέων) και με το όργανο Pundit.

(4) Θα διενεργηθούν μετρήσεις βάθους ενανθράκωσης και χημικές αναλύσεις στους ληφθέντες πυρήνες, ώστε τα αποτελέσματα να είναι πιο αξιόπιστα και αντιπροσωπευτικά.

(5) Η τοπική αποκάλυψη οπλισμών θα δείξει την κατάστασή τους, ειδικά σε τμήματα των δομικών στοιχείων που δεν παρουσιάζουν ακόμη ρηγματώση και θα επιτρέψει την διενέργεια περαιτέρω ηλεκτρικών μετρήσεων που θα μπορούν να θεωρηθούν πιο αξιόπιστες όσον αφορά στην κατάσταση της διάβρωσής τους.

(6) Τέλος, θα πρέπει να καταστεί δυνατή η κατασκευή μίας καμπύλης συσχέτισης του κρουσιμέτρου μέσω δοκιμών σε δοκίμια σκυροδέματος (αντοχή που αφορά στο υπό εξέταση κτίριο), με παράλληλο έλεγχο της θλιπτικής τους αντοχής, με συνέπεια να είναι δυνατός ο ακριβής προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος σε κάθε τμήμα των εγκαταστάσεων, αλλά και σε άλλες χρήσεις του εν λόγω οργάνου σε άλλα υφιστάμενα κτίρια της Στρατιωτικής Υπηρεσίας.

### **10.2 Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων του ελέγχου επάρκειας μέσω στατικών και δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων (push – over, dynamic – time history), προκύπτουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:**

α. Διαπιστώνεται η κατ' αρχήν μη σεισμική επάρκεια του κτιρίου, τόσο στην περίπτωση της φόρτισης κατά Χ, όσο και στην περίπτωση της φόρτισης κατά Υ, καθόσον η μετακίνηση για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» είναι μικρότερη της αντίστοιχης Στοχευόμενης Μετακίνησης.

β. Σε όλες τις περιπτώσεις, τα μέλη που διαρρέουν και αστοχούν πρώτα είναι τα υποστυλώματα, γεγονός το οποίο δεν συνάδει με τη φιλοσοφία των νεώτερων αντισεισμικών διατάξεων που βασίζονται στην αρχή "ασθενής δοκός – ισχυρό υποστύλωμα".

γ. Η διάβρωση του διαμήκους οπλισμού σε ορισμένα δομικά στοιχεία του κτιρίου επιδρά αρνητικά στην αντοχή τους, λόγω της μείωσης της διατομής του οπλισμού τους. Επομένως, τυχόν δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων μεταφέρεται πρώτα στα στοιχεία αυτά.

δ. Τα υποστυλώματα που αστοχούν πρώτα βρίσκονται στα πιο κεντρικά σημεία του κτιρίου. Η τοπική ενίσχυσή τους, όμως, ενδέχεται να μεταφέρει το πρόβλημα σε άλλα σημεία της κατασκευής.

### **10.3 Προτεινόμενες εργασίες για την ενίσχυση της κατασκευής**

α. Λαμβάνοντας υπ' όψιν:

(1) Τις παρατηρηθείσες φθορές και το είδος και την έκταση αυτών κατά τη φόρτιση της κατασκευής, τόσο κατά τη φόρτιση με το μοντέλο Static Pushover Analysis όσο και με το μοντέλο Dynamic time - history analysis

(2) Τα στάδια φορτίσεως όπου παρατηρήθηκαν οι φθορές

(3) Τις λειτουργικές ανάγκες κτιρίου

συμπεραίνεται ότι οι παρουσιασθείσες φθορές οφείλονται κυρίως στη μειωμένη δυσκαμψία των δομικών στοιχείων του φορέα. Η αύξηση της δυσκαμψίας προτείνεται να υλοποιηθεί με την **εμφάτνωση των πλαισίων** (Κεφ. 8.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

με χρήση ράβδων δικτύωσης. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου, θα πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν τα παρακάτω:

(α) Απαιτείται να ελεγχθεί και να επιτευχθεί η κατάλληλη σύνδεση των ράβδων με τα υφιστάμενα στοιχεία του δομήματος.

(β) Σε κάθε περίπτωση πρέπει να ελεγχθούν οι επιπτώσεις των νέων εντατικών μεγεθών στο σύνολο των συντρεχόντων δομικών μελών, καθώς και στις καθιζήσεις και στα στοιχεία θεμελίωσης του κτιρίου.

(γ) Οι ράβδοι δικτύωσης διατάσσονται συνήθως έτσι ώστε, μαζί με τα κατακόρυφα πλαίσια και τα οριζόντια στοιχεία του πλαισίου, να συνιστούν μικτό φορέα αποτελούμενο από το πλαίσιο και το δικτύωμα. Για χαλύβδινα στοιχεία λαμβάνεται ανάλογα υπ' όψιν ο μειωμένος διορθωτικός συντελεστής ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης, κατά ΕΚ 8-1, για  $\zeta = 4\%$  ή  $2\%$ .

β. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου:

(1) Επιλέχθηκε οι ράβδοι δικτύωσης να τοποθετηθούν χωρίς εκκεντρότητα ως προς το επίπεδο που ορίζεται από τους άξονες των υποστυλωμάτων του περιβάλλοντος πλαισίου.

(2) Θα τοποθετηθούν δισδιαγώνιες ράβδοι τύπου Χ. Στα μέλη του δικτύωματος αυτού η σεισμική δράση προκαλεί κυρίως αξονική ένταση. Η κατανάλωση ενέργειας γίνεται σ' εκείνα από τα μέλη όπου η σεισμική δράση προκαλεί, σχεδόν αποκλειστικά, αξονικό εφελκυσμό.

(3) Για τη σύνδεση των λοξών ράβδων με τα μέλη των πλαισίων, αλλά και για την ενίσχυση των τελευταίων, θα τοποθετηθούν στοιχεία από χάλυβα και κατά την περίμετρο κάθε φατνώματος στο οποίο τοποθετούνται οι λοξές ράβδοι (δημιουργία και κλειστών εμφατνωμένων πλαισιωμάτων). Τα περιμετρικά, αυτά, στοιχεία, σε οριζόντια ή/και κατακόρυφη διάταξη, συνδέονται με τις δοκούς και τα υποστυλώματα, αντίστοιχα, του πλαισίου, συνεχώς ή κατά διαστήματα, έτσι ώστε να συνεργάζονται για την ανάληψη της σεισμικής δράσης. Τα σύμμικτα στοιχεία που προκύπτουν αναπτύσσουν συνδυασμό αξονικής και καμπτικής έντασης, ακόμη και όταν οι λοξές ράβδοι του φατνώματος αναπτύσσουν αποκλειστικά αξονική ένταση.

Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες των ράβδων δικτύωσης έχουν όπως παρακάτω:

(1) Πρέπει να διασφαλίζεται ότι θα αποφευχθεί πρόωρη θραύση των λοξών στοιχείων και των συνδέσεών τους μετά από τυχόν πρόωρο λυγισμό των στοιχείων αυτών.

(2) Για την αποφυγή τοπικού λυγισμού, οι διατομές των στοιχείων της δικτύωσης που μπορεί να καταπονηθούν σε θλίψη πρέπει να ικανοποιούν, για χαλύβδινα στοιχεία, τα όρια πλάτους προς πάχος του ΕΚ 3-1-1 και του ΕΚ 8-1, ανάλογα με την τιμή του συνολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$  που χαρακτηρίζει τη συμπεριφορά του ενισχυμένου δομήματος στη στάθμη επιτελεστικότητας για την οποία αυτό ελέγχεται.

(3) Για την αποφυγή συγκέντρωσης ανελαστικών παραμορφώσεων στις θέσεις των οπών κοχλιών, η καθαρή διατομή εφελκόμενων ράβδων δικτύωσης θα πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του ΕΚ 3-1-1. Οι συνδέσεις των ράβδων μεταξύ τους θα πρέπει να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΕΚ 8-1 για την αποφυγή πρόωρης αστοχίας.

Η διαστασιολόγηση των ανωτέρω ράβδων δικτύωσης διέπεται από τις παρακάτω κατασκευαστικές αρχές:

(1) Τα λοξά στοιχεία δικτύωσης δεν θα λαμβάνονται υπ' όψιν για την αντοχή του δομήματος έναντι κατακόρυφων δράσεων.

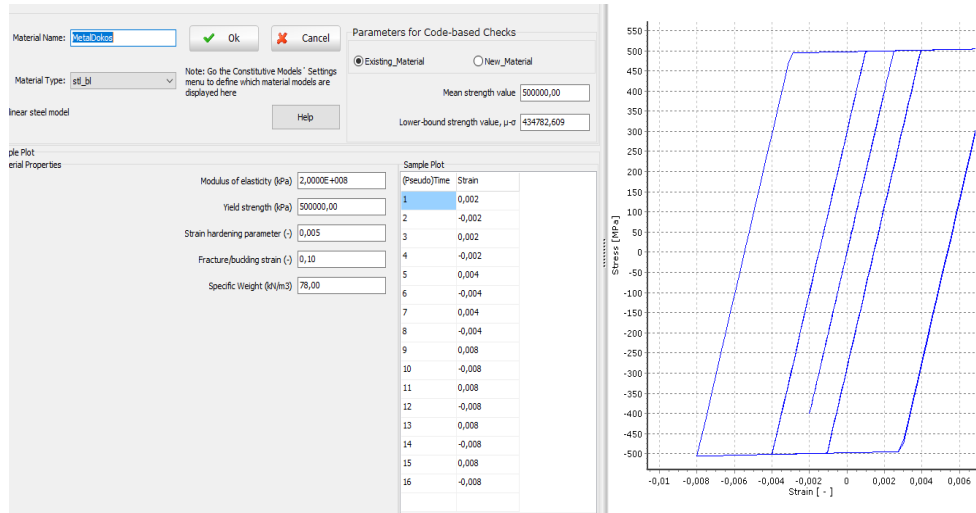
(2) Η ανηγμένη λυγηρότητα, όπως αυτή ορίζεται στον ΕΚ 8-1, πρέπει να λαμβάνει τιμές από 1,3 έως 2,0.

(3) Το μήκος λυγισμού των διαγώνιων δικτύσεων που ενώνονται με κοινό κομβόελασμα στο μέσο του μήκους τους συνιστάται να λαμβάνεται ίσο με το μισό του διαγώνιου μήκους τους (περιλαμβανομένων των τυχόν κομβοελασμάτων στα άκρα τους), χάρη στη συγκράτηση την οποία προσφέρει η εφελκόμενη αντιδιαγώνιος.

γ. Σύμφωνα με τα παραπάνω επιλέχθηκε, από πρόγραμμα Seismostruct, η χρήση μεταλλικών ράβδων τύπου διπλού T όπως παρακάτω:

(1) Πεδίο *Materials*

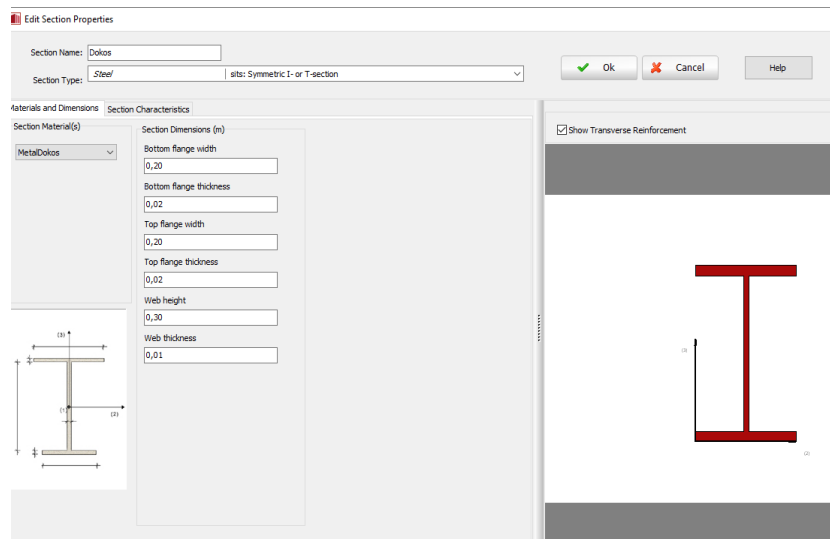
Επιλέχθηκε το νέο είδος υλικού MetalDokos, λαμβάνοντας τον τύπο υλικού `stl_bl`, το οποίο αντιστοιχεί σε ένα μοντέλο υλικού μονοαξονικής - διγραμμικής καταπόνησης με σκλήρυνση μέσω κινηματικής πίεσης, ενώ παράλληλα η ελαστική περιοχή του υλικού παραμένει σταθερή κατά τη διάρκεια των διαφόρων κύκλων φορτίσεως, ενώ ο κανόνας κινηματικής σκλήρυνσης για την επιφάνεια διαρροής θεωρείται ως μία γραμμική συνάρτηση σε σχέση με την επαύξηση της πλαστικής αντοχής. Αυτό το απλό μοντέλο υλικού χαρακτηρίζεται, επίσης, από τις εύκολα αναγνωρίσιμες παραμέτρους βαθμονόμησης και από την ικανότητα να υπεισέρχεται σε υπολογισμούς.



Εικόνα 94: Επιλογή Υλικού stl\_bl στο πεδίο Materials

### (2) Πεδίο Sections

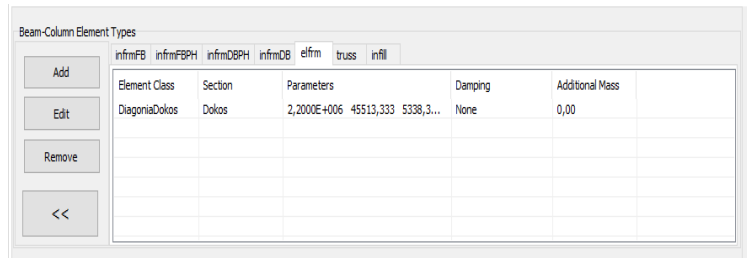
Επιλέχθηκε, όπως προαναφέρθηκε, δοκός διπλού T, με τις ιδιότητες υλικού που ανεφέρθησαν στο προηγούμενο εδάφιο και με τις κάτωθι βασικές διαστάσεις: Ύψος Κορμού: 0,30m, Πλάτος πελμάτων: 0,20m, Πάχος Κορμού: 0,01m, Πάχος πελμάτων: 0,02m.



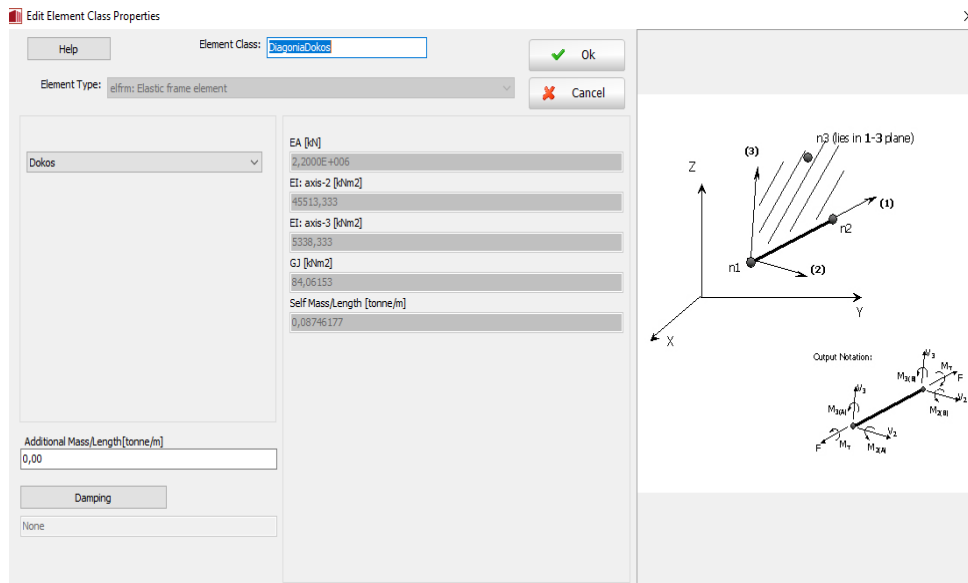
Εικόνα 95: Επιλογή Υλικού Δοκού Διπλού T στο πεδίο Sections

### (3) Πεδίο Element Classes

Επιλέχθηκε η εισαγωγή της δοκού στην κατηγορία Elastic Frame Element (elfrm), έτσι ώστε να καταχωρισθεί στα στοιχεία του φορέα που παρουσιάζουν ελαστική συμπεριφορά κατά την καταπόνηση της κατασκευής.



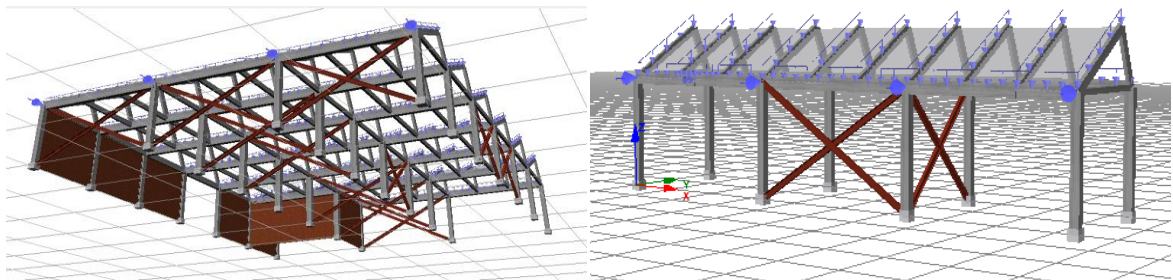
Εικόνα 96: Εισαγωγή Μεταλλικής Δοκού στην Κατηγορία *Elastic Frame Element*



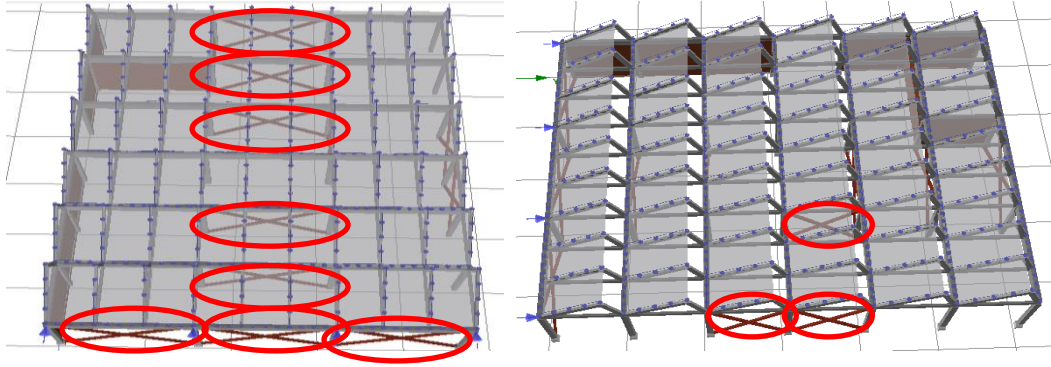
Εικόνα 97: Επιλογή Ιδιοτήτων Μεταλ. Δοκού στην Κατηγορία *Elastic Frame Element*

#### (4) Πεδίο *Element Connectivity*

Στο πεδίο *Element Connectivity* τοποθετήθηκαν οι μεταλλικοί δοκοί σε αριθμό πλαισίων του φορέα, έτσι ώστε να επιτευχθεί η εμφάνιση των πλαισίων αυτών και η συνολική αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα. Η εμφάνιση απαιτήθηκε να είναι διαφορετική κατά X και κατά Y, καθόσον πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν ο τρόπος κίνησης και στάθμευσης των οχημάτων στο κτίριο, η οποία λαμβάνει χώρα αποκλειστικά κατά τη διεύθυνση X.

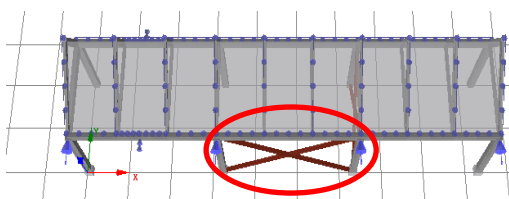


Εικόνα 98: Τοποθέτηση Μεταλλικών Δοκών στον Φορέα [άνω (αρ) και κάτω (αρ) τεταρτημόριο]

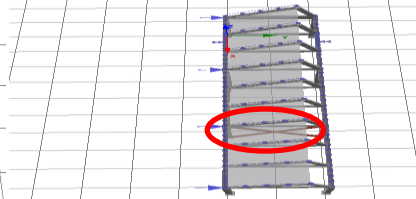


Εικόνα 99: Τοποθέτηση Δοκών Κατά Χ

Εικόνα 100: Τοποθέτηση Δοκών Κατά Υ στο άνω (αρ) τεταρτημόριο



Εικόνα 101: Τοποθέτηση Δοκών Κατά Χ στο κάτω (αρ) τεταρτημόριο



Εικόνα 102: Τοποθέτηση Δοκών Κατά Υ στο κάτω (αρ) τεταρτημόριο

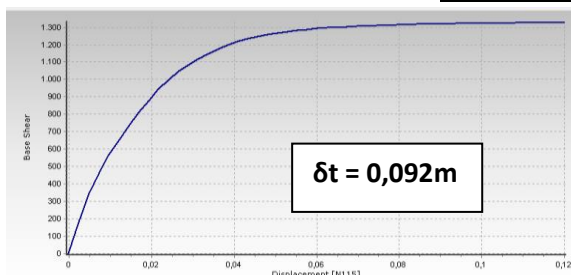
#### 10.4 Έλεγχος Φορέα

Μετά από τις παραπάνω αλλαγές, επιδιώχθηκε ο επανέλεγχος του φορέα σε σεισμική φόρτιση ώστε να διαπιστωθεί εάν οι αλλαγές αυτές βελτίωσαν τη σεισμική του απόκριση.

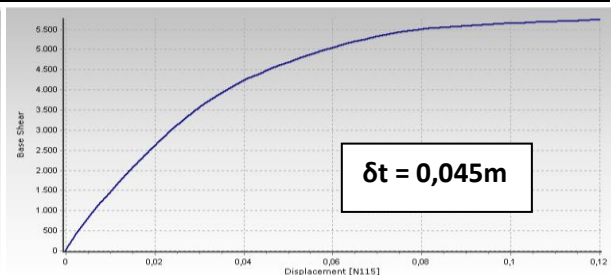
##### 10.4.1 Καμπύλη Ικανότητας - Στοιχειώμενη Μετακίνηση

Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται η καμπύλη ικανότητας που διεγράφη στον φορέα τόσο πριν όσο και μετά την εμφάνιση των πλαισίων, μαζί με την αντίστοιχη τιμή της Στοιχειώμενης Μετακίνησης.

##### α. Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά x



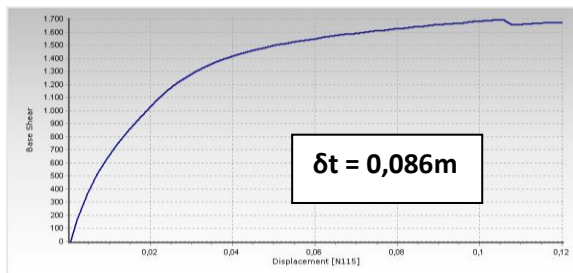
Εικόνα 103: Πριν από την εμφάνιση



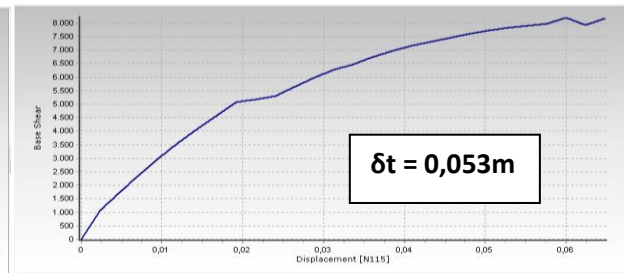
Εικόνα 104: Μετά την εμφάνιση



**β. Σεισμική φόρτιση άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά γ**

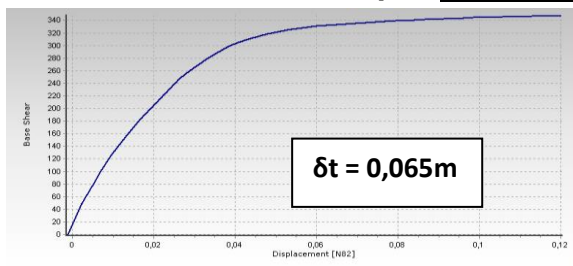


*Εικόνα 105: Πριν από την εμφάνιση*

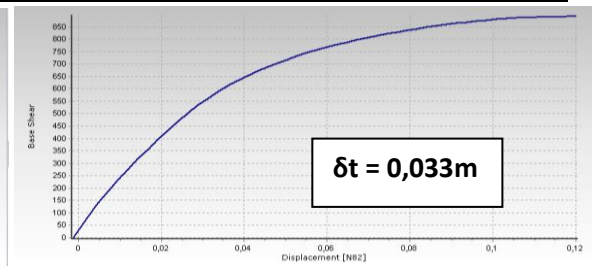


*Εικόνα 106: Μετά την εμφάνιση*

**γ. Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρ/ρίου κατά χ**

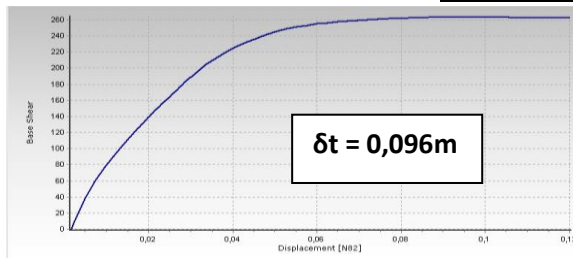


*Εικόνα 107: Πριν από την εμφάνιση*

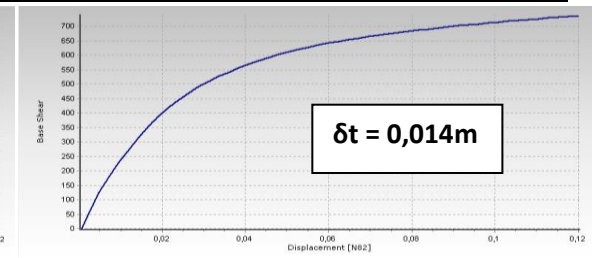


*Εικόνα 108: Μετά την εμφάνιση*

**δ. Σεισμική φόρτιση κάτω (αρ) τεταρ/ρίου κατά γ**



*Εικόνα 109: Πριν από την εμφάνιση*



*Εικόνα 110: Μετά την εμφάνιση*

Από τις καμπύλες ικανότητας, παρατηρούνται τα εξής:

α. Υφίσταται δραστική μείωση της Στοχευόμενης Μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, η οποία μειώνεται σε μικρότερες της αντίστοιχης μετακίνησης για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», πράγμα που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι ο φορέας, πλέον, είναι ασφαλής.

β. Σε συνάφεια με τα παραπάνω, παρατηρείται μία μεγάλη αύξηση της καμπύλης ικανότητας, σχετικά με τις καταγεγραμμένες σε αυτήν τιμές. Επί παραδείγματι, στο άνω (αρ) τεταρτημόριο, η ασκούμενη δύναμη στην οποία καταγράφεται το πέρας του διαγράμματος έχει τιμή 1.300 KN πριν από την

εμφάντωση και 5.500 KN μετά την εμφάντωση, πράγμα που υποδηλώνει κατακόρυφη αύξηση της δύναμης αντοχής της κατασκευής.

γ. Συμπερασματικά, δύναται να λεχθεί ότι η εφαρμογή της εμφάντωσης αύξησε σε μεγάλο βαθμό την αντοχή του φορέα και τον έφερε σε κατάσταση σεισμικής ασφαλείας.

Για τον έλεγχο χρησιμοποιήθηκε το πεδίο ελέγχου Code - Based Checks, ώστε η προκύπτουσα σεισμική συμπεριφορά του φορέα να συγκριθεί με την αντίστοιχη συμπεριφορά του πριν από την πραγματοποίηση των επεμβάσεων. Οι έλεγχοι που έλαβαν χώρα παρουσιάζονται παρακάτω.

#### 10.4.2 Code – Based Checks

Συνεχίζοντας τον έλεγχο του φορέα με τις επεμβάσεις σ' αυτόν, θα πραγματοποιηθεί ο έλεγχος των Code – Based Checks που έγινε και πριν από την εφαρμογή της εμφάντωσης, ώστε να διαπιστωθούν οι αλλαγές που η τελευταία επέφερε στη σεισμική συμπεριφορά του φορέα.

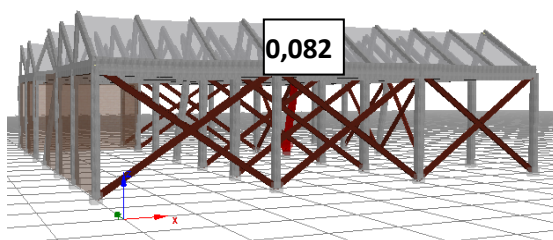
##### α. Γωνία Στροφής Χορδής

###### (1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

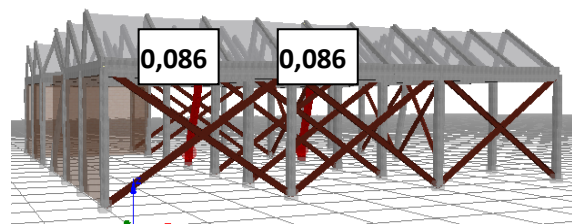
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

###### (α) Υποστυλώματα 50x50 C26,27,34,35,42,

###### 43, 50,51,58,59

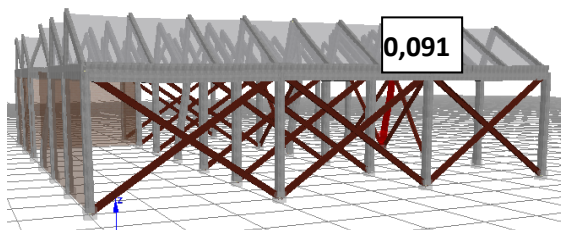


Βήμα φορτίσεως 34/50 (πριν: 33/50)

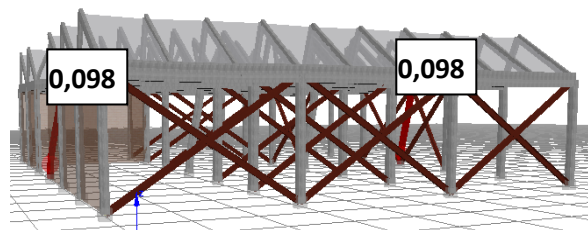


Βήμα φορτίσεως 36/50 (πριν: 33/50)

###### (β) Λοιπά Υποστυλώματα

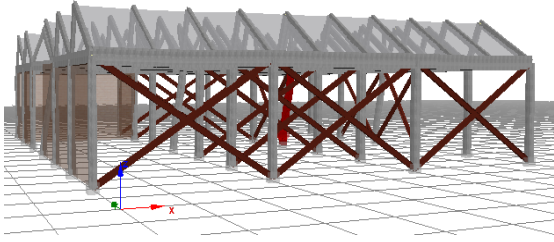


Βήμα φορτίσεως 38/50 (πριν: 42/50)



Βήμα φορτίσεως 41/50 (πριν: 41/50)

(γ) Δοκοί

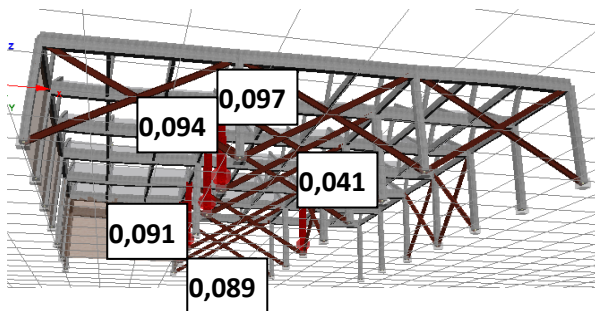


Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική μετατόπιση σε κανένα Βήμα φορτίσεως

(2) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ

(α) Υποστυλώματα 50x50 C26,27,34, 35,42,43,50, 51,58,59

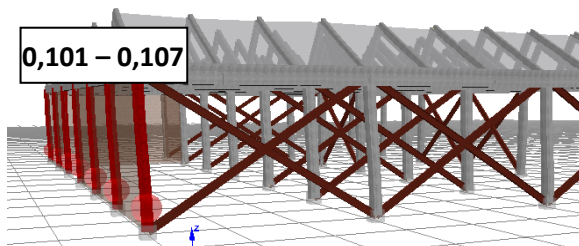
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 19/19 (πριν: 36/50)

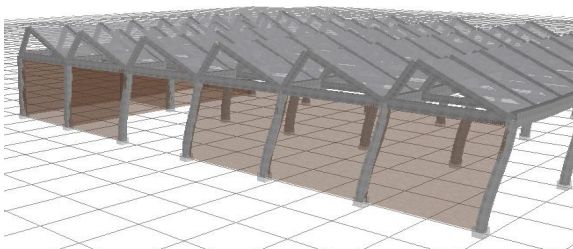
(β) Λοιπά Υποστυλώματα

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 14/50 (πριν: δεν διαπιστώθηκε βλάβη εκεί, αλλά σε όλα τα άλλα υποστυλώματα, σχεδόν, είχε παρουσιαστεί βλάβη)

(γ) Δοκοί

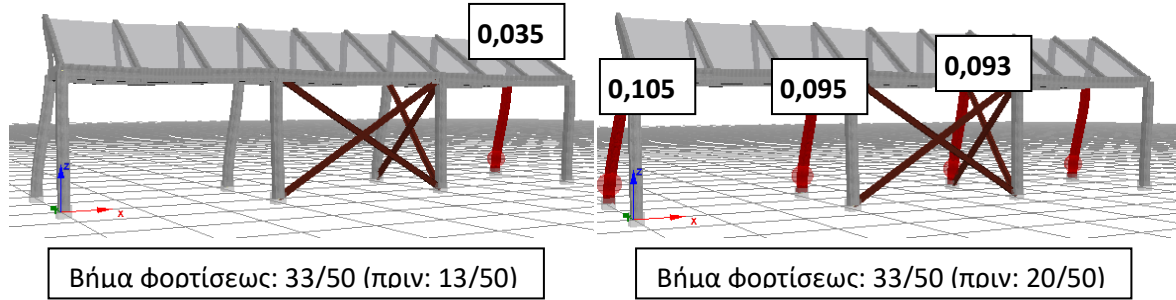


Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική μετατόπιση σε κανένα Βήμα φορτίσεως

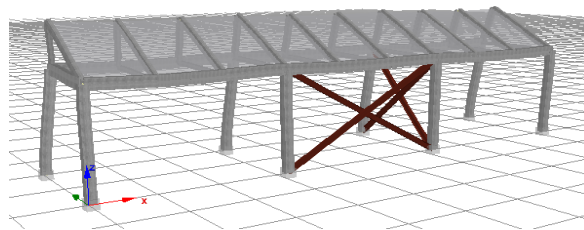
**(3) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x**

**(α) Υποστυλώματα**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



**(β) Δοκοί**

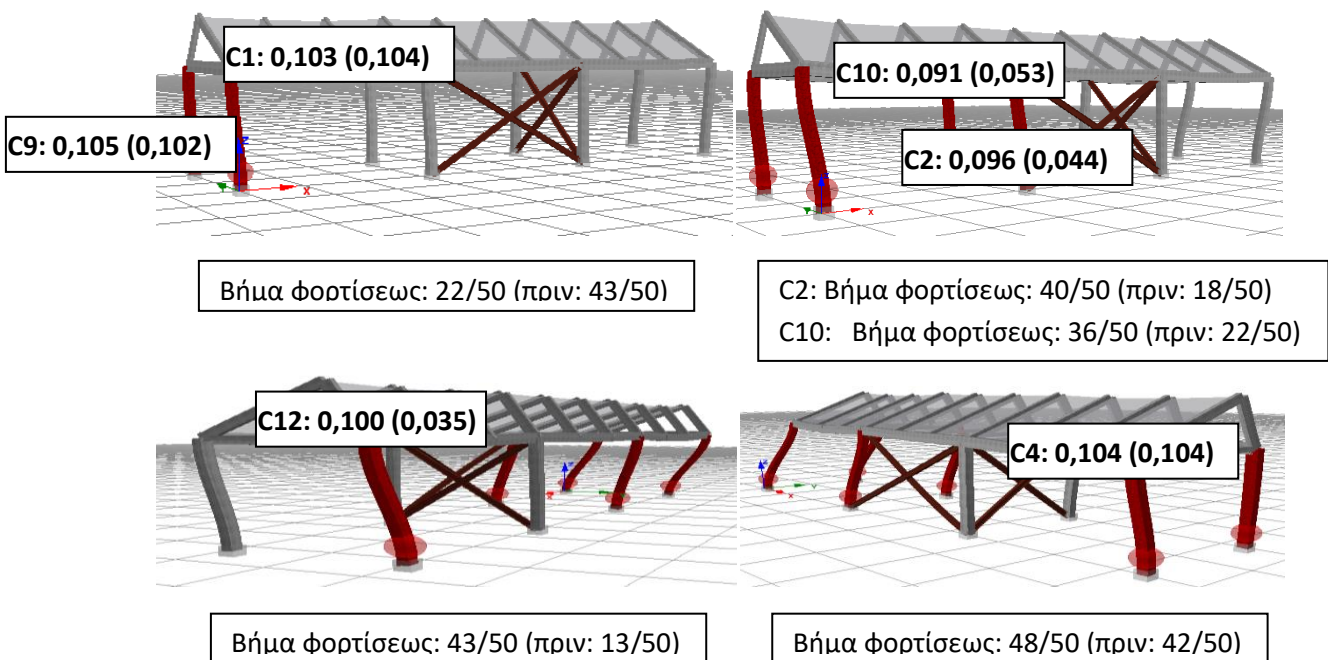


Δεν εμφανίσθηκε φθορά σε κανένα βήμα φορτίσεως

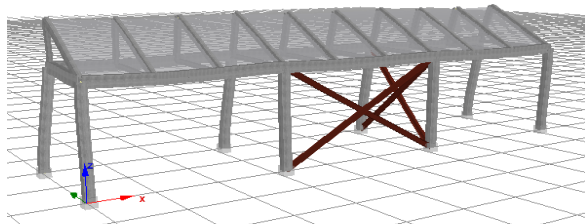
**(4) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά y**

**(α) Υποστυλώματα**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



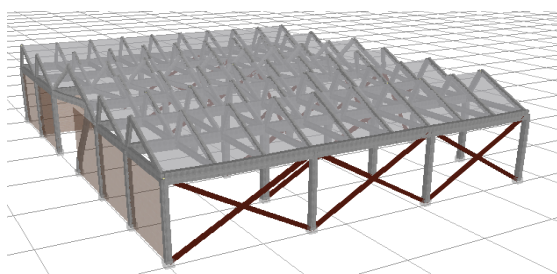
## (β) Δοκοί



Δεν εμφανίσθηκε φθορά σε κανένα βήμα φορτίσεως

## β. Διατηρητική Αντοχή

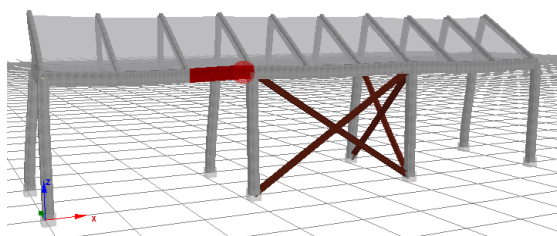
### (1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y



Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική μετατόπιση σε κανένα βήμα φορτίσεως (υποστυλώματα – δοκοί)

### (2) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

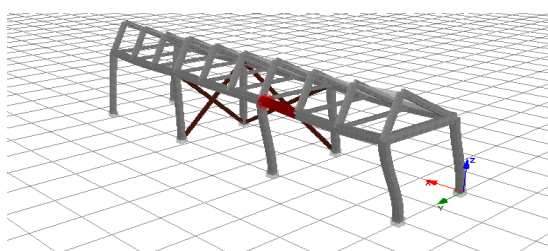
Οι εμφανιζόμενες φθορές και το στάδιο στο οποίο αυτές συνέβησαν παρουσιάζονται παρακάτω



Βήμα φορτίσεως: 20/50

### (3) Κάτω (αρ) τεταρτημόριο κατά y

Οι εμφανιζόμενες φθορές και το στάδιο στο οποίο αυτές συνέβησαν παρουσιάζονται παρακάτω



Βήμα φορτίσεως: 33/50

## **γ. Συμπεράσματα**

(1) Και εδώ, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, διαπιστώνεται η τέλεια αντοχή των δοκών σε σχέση με τα υποστυλώματα, καθώς σε καμία περίπτωση δεν παρουσιάζεται διαρροή των δοκών.

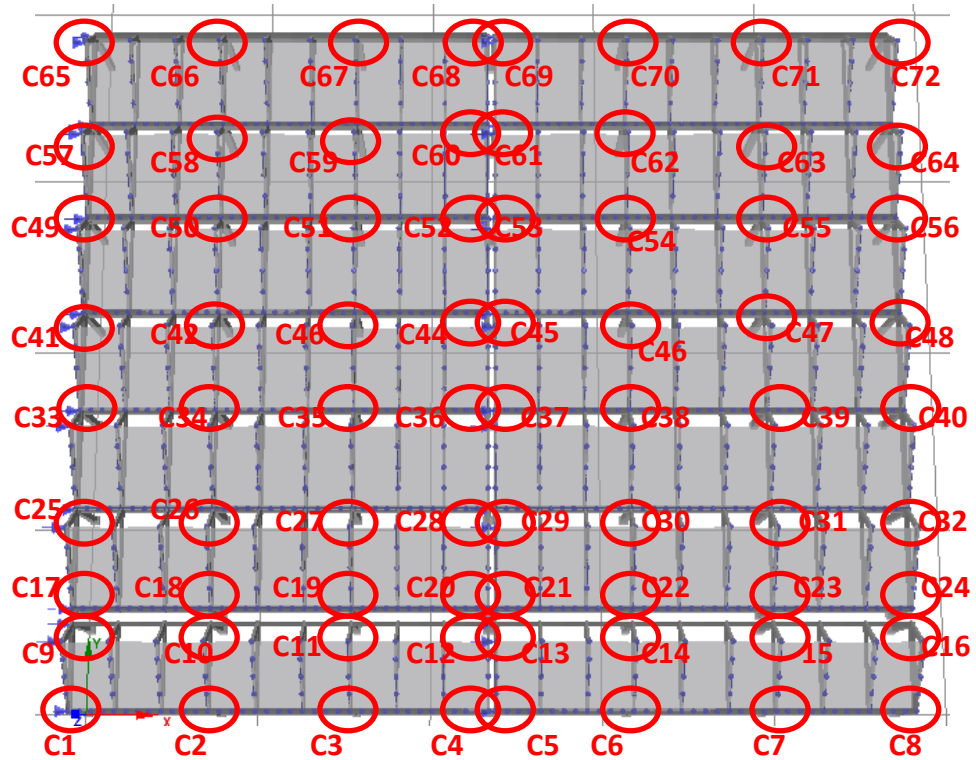
(2) Παρατηρείται ότι στις περισσότερες περιπτώσεις φορτίσεως, το βήμα φορτίσεως στο οποίο παρατηρείται η διαρροή του στοιχείου μετατοπίζεται στα μεταγενέστερα στάδια, πράγμα το οποίο καταδεικνύει σαφώς ότι η ενίσχυση του φορέα με την εφαρμογή της εμφάντωσης βελτιώνει τη συμπεριφορά των περισσότερων μελών του.

(3) Σε ορισμένες περιπτώσεις και ιδιαίτερα κατά την περίπτωση της φορτίσεως κατά  $y$ , παρατηρείται η εμφάνιση της βλάβης σε εμφανώς πιο πρώιμα στάδια φορτίσεως, κάτι που ενδέχεται να είναι ανησυχητικό για την κατασκευή και το οποίο πιθανώς να οφείλεται στην ανακατανομή εντάσεως ανάμεσα στα φέροντα στοιχεία του φορέα. Ενδεχομένως, να απαιτηθεί περαιτέρω ενίσχυση των υποστυλωμάτων κατά την κατεύθυνση  $y$ , σε όσα υποστυλώματα παρατηρείται αυτή η συμπεριφορά. Η ενίσχυση αυτή μπορεί να αφορά σε νέα εμφάντωση, ή και σε διαφορετικό τρόπο, όπως π.χ. περίσφιγξη υποστυλωμάτων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

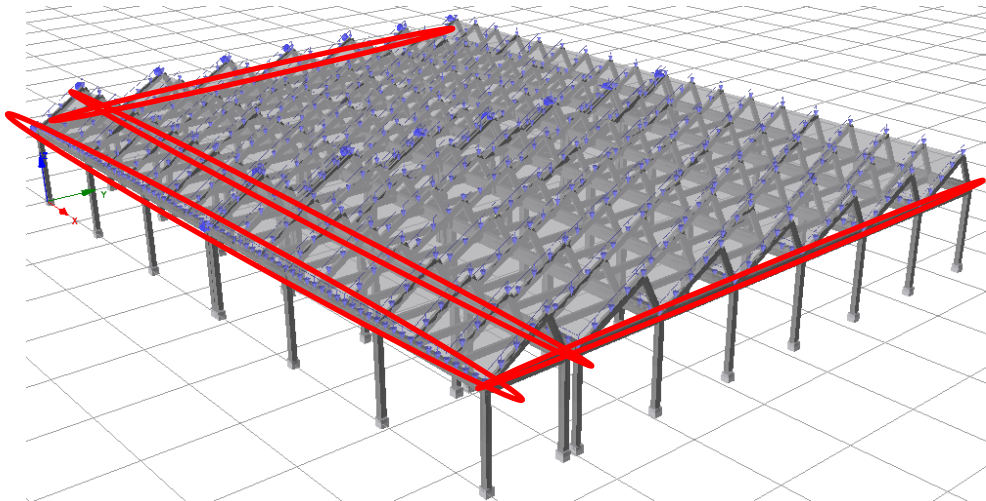
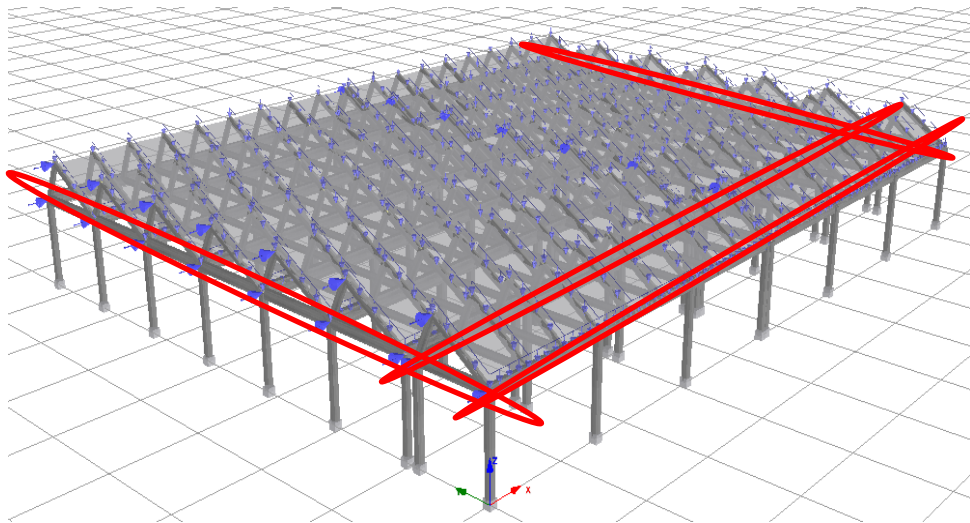
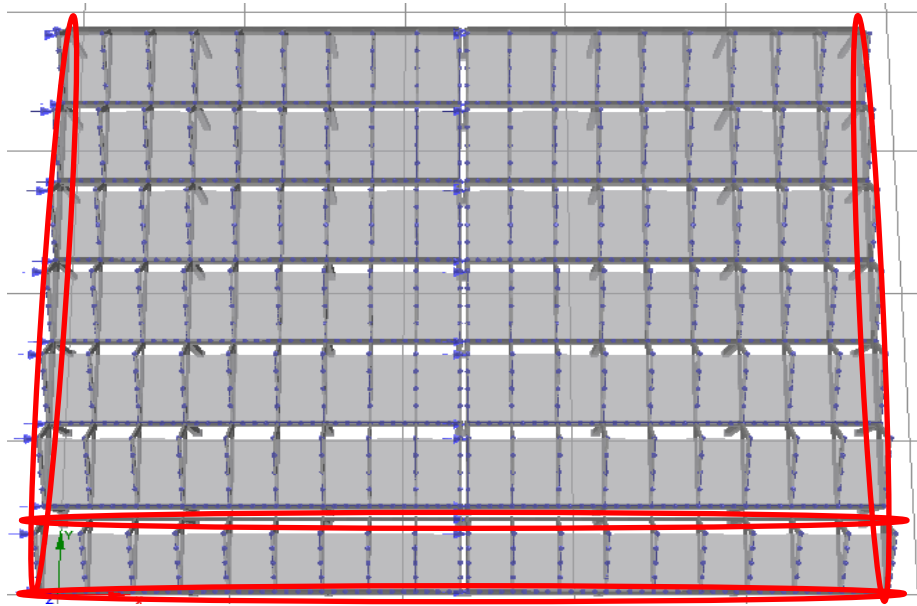
### ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Α»: ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ

#### A-1 Υποστυλώματα



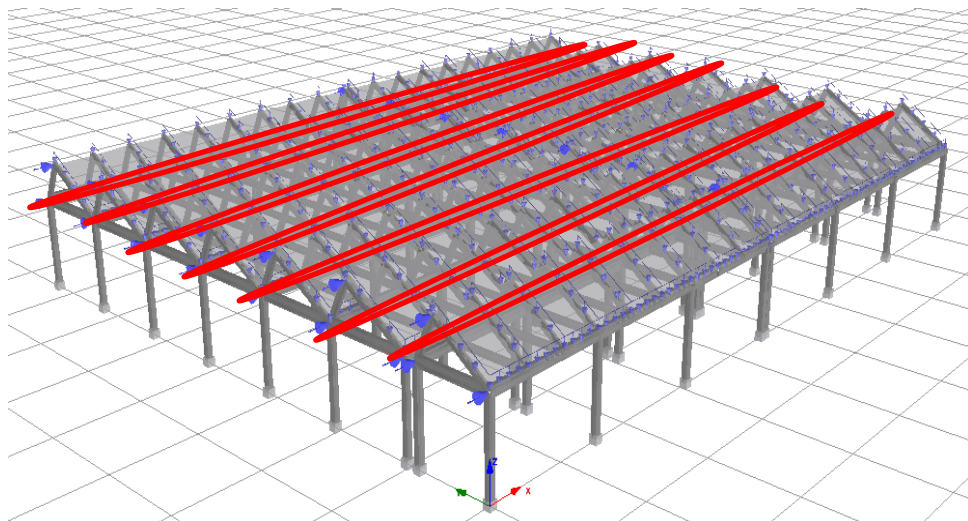
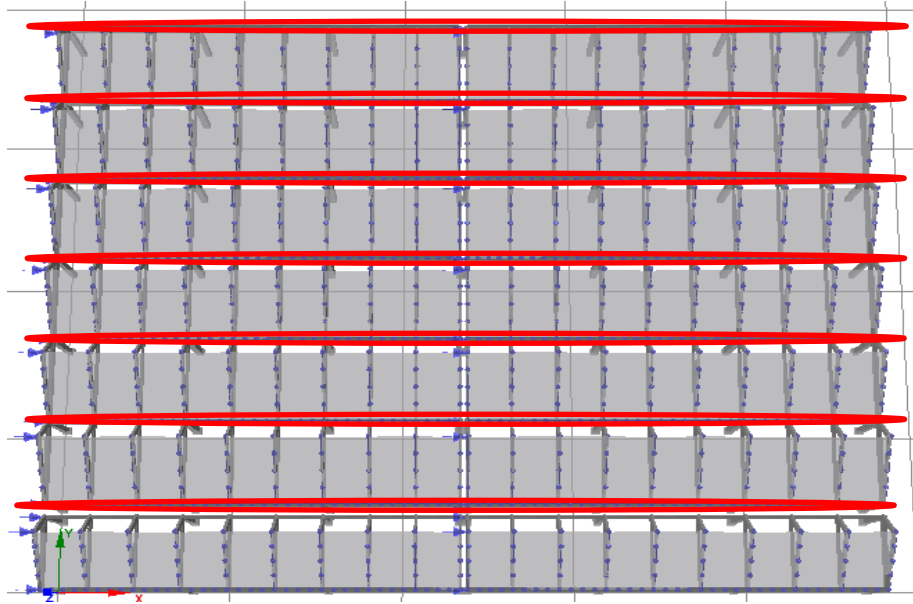
Α/Α	ΔΙΑΣΤ. (cm)		Α/Α	ΔΙΑΣΤ. (cm)		Α/Α	ΔΙΑΣΤ. (cm)		Α/Α	ΔΙΑΣΤ. (cm)	
	x	y		x	y		x	y		x	y
C1	48	40	C19	40	45	C37	40	50	C55	50	50
C2	50	40	C20	40	45	C38	50	50	C56	40	45
C3	50	40	C21	40	45	C39	50	50	C57	40	45
C4	50	40	C22	40	45	C40	40	45	C58	50	50
C5	50	40	C23	40	45	C41	40	45	C59	50	50
C6	50	40	C24	40	40	C42	50	50	C60	40	50
C7	50	40	C25	40	45	C43	50	50	C61	40	50
C8	48	40	C26	50	50	C44	40	50	C62	50	50
C9	50	40	C27	50	50	C45	40	50	C63	50	50
C10	50	40	C28	40	50	C46	50	50	C64	40	45
C11	50	40	C29	40	50	C47	50	50	C65	40	45
C12	50	40	C30	50	50	C48	40	45	C66	40	45
C13	50	40	C31	50	50	C49	40	45	C67	40	45
C14	50	40	C32	40	45	C50	50	50	C68	40	45
C15	50	40	C33	40	45	C51	50	50	C69	40	45
C16	50	40	C34	50	50	C52	40	50	C70	40	45
C17	40	40	C35	50	50	C53	40	50	C71	40	45
C18	40	45	C36	40	50	C54	50	50	C72	40	45

A-2 Δοκοί 70cm x 30cm

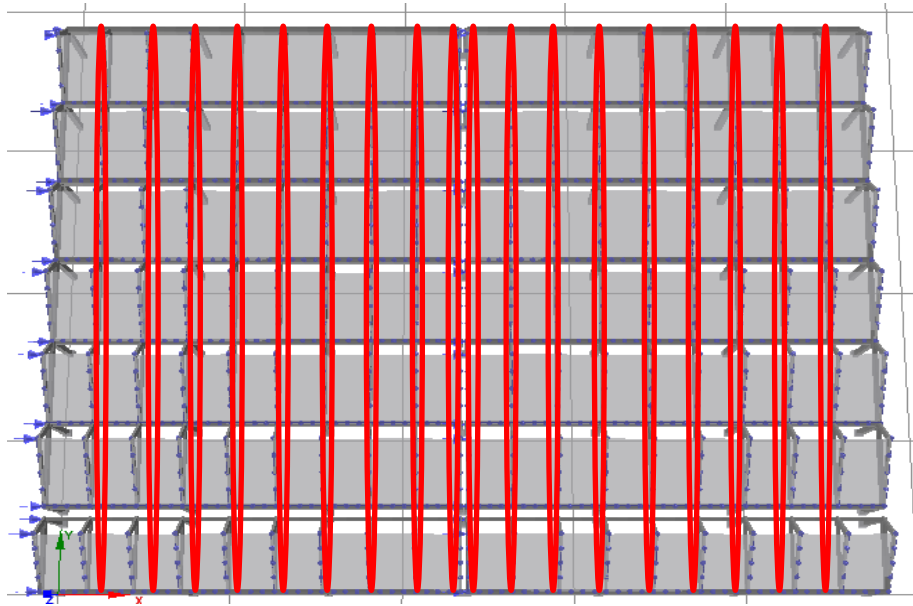




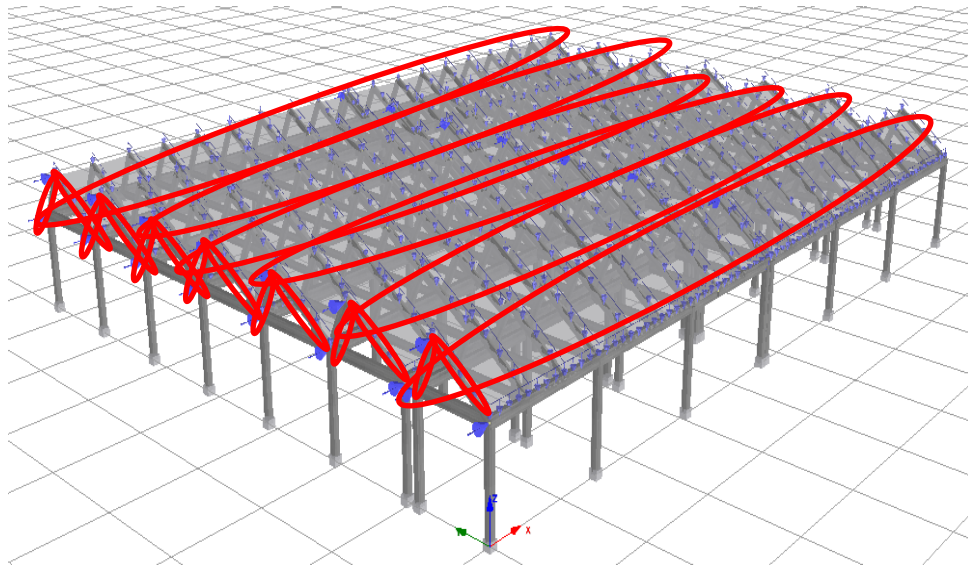
A-3 Δοκοί 90cm x 40cm



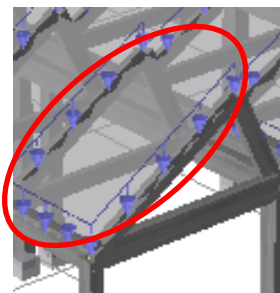
**A-4 Δοκοί 50cm x 20cm Οριζόντιες**



**A-5 Δοκοί 50cm x 20cm Κεκλιμένες**



**A-7 Κεκλιμένες Πλάκες**



Πάχος πλάκας: 0,12m

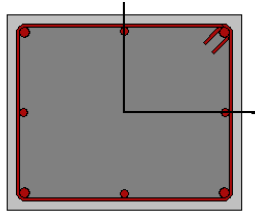
Μέσο μήκος: 5,97m

Μέσο πλάτος: 3,32m

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Β»: ΔΙΑΜΗΚΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΟΙ, ΔΙΑΤΑΞΗ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΚΕΚΛΙΜΕΝΩΝ ΠΛΑΚΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ**

### **B-1 Υποστυλώματα**

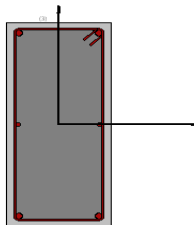
Σε όλα τα υποστυλώματα, θεωρήθηκαν οπλισμοί  $4\varnothing 20$  στις γωνίες και  $4\varnothing 16$  στις παρειές του υποστυλώματος, πλην των κεντρικών υποστυλωμάτων C26, 27, 34, 35, 42, 43, 50, 51, 58 και 59 όπου θεωρήθηκαν οπλισμοί  $8\varnothing 32$ . Οι συνδετήρες, για το σύνολο των υποστυλωμάτων, βρέθηκαν να είναι  $\Sigma\varnothing 6/20$ .



*Εικόνα 111: Τυπική Διατομή Υποστυλώματος*

### **B-2 Δοκοί**

Σε όλες τις δοκούς, ανεξαρτήτως των διαστάσεών τους, θεωρήθηκαν οπλισμοί  $4\varnothing 20$  στις γωνίες και  $1\varnothing 14$  ανά μία από τις κάθετες παρειές. Οι συνδετήρες, όπως αυτοί μετρήθηκαν, βρέθηκαν να είναι  $\Sigma\varnothing 6/15$  για κάθε δοκό.



*Εικόνα 112: Τυπική Διατομή Δοκού*

### **B-3 Κεκλιμένες Πλάκες**

Σε όλες τις κεκλιμένες πλάκες, κατόπιν οπτικού ελέγχου, θεωρήθηκαν οπλισμοί  $\varnothing 10/10$  των οποίων η διεύθυνση ακολουθά τη διεύθυνση  $\chi$ .



*Εικόνα 113: Οπλισμός Κεκλιμένων Πλακών*

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Γ»: ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ**

### **Γ.1 Γενικά**

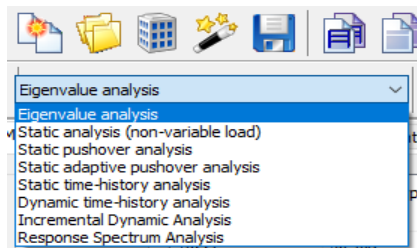
Η ιδιομορφική ανάλυση (*Eigenvalue Analysis*) είναι ένας καθαρά ελαστικός τύπος σεισμικής αναλύσεως της κατασκευής. Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιήθηκε για τον προσδιορισμό των δεσποζουσών ιδιοπεριόδων της κατασκευής βάσει των οποίων έγινε η ανάλυση του κτιρίου στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

### **Γ.2 Προσομοίωση φορέα**

Χρησιμοποιείται ο φορέας που κατασκευάστηκε στο λογισμικό Seismostruct στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης, με τις τροποποιήσεις που φαίνονται παρακάτω. Και εδώ, όπως και πριν, το κτίριο εξετάστηκε μόνο στα επιμέρους τμήματα που δημιουργούνται από τους κατασκευαστικούς αρμούς. Συγκεκριμένα, έγινε ανάλυση του άνω (αρ) τεταρτημορίου και του κάτω (αρ) τεταρτημορίου κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ . Παρακάτω, παρουσιάζεται αναλυτικά η πορεία μόρφωσης και ανάλυσης του άνω (αρ) τεταρτημορίου κατά τη διεύθυνση  $x$ .

#### **Γ.2.1 Επιλογή Μεθόδου Αναλύσεως**

Στην αρχική επιφάνεια εργασίας του Seismostruct επιλέχθηκε, από το αντίστοιχο παράθυρο, η ανάλυση του φορέα διά της μεθόδου της Ιδιομορφικής Ανάλυσης (*Eigenvalue Analysis*).



*Εικόνα 114: Επιλογή Eigenvalue Analysis*

#### **Γ.2.2 Επιλογή Ιδιοτήτων Υλικών («Materials»)**

Τα υλικά (σκυρόδεμα, χάλυβας) παρέμειναν όπως επιλέχθηκαν στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

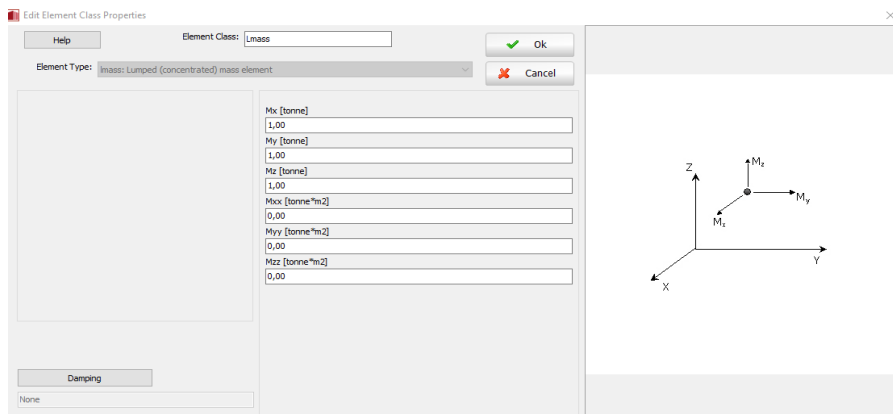
#### **Γ.2.3 Επιλογή Διατομών Δομικών Στοιχείων («Sections»)**

Παρέμειναν οι ιδιότητες και η μορφή των διατομών όλων των δομικών στοιχείων που επιλέχθηκαν στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

## Γ.2.4 Επιλογή Ιδιοτήτων Ομάδων Δομικών Στοιχείων («Element Classes»)

α. Οι ιδιότητες των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα - δοκοί), παρέμειναν όπως επιλέχθηκαν στο πλαίσιο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

β. Πέραν των παραπάνω, στο πεδίο «Element Classes» εισήχθησαν οι ιδιότητες των συγκεντρωμένων μαζών (Lmass) που αργότερα τοποθετήθηκαν στο προσομοίωμα.



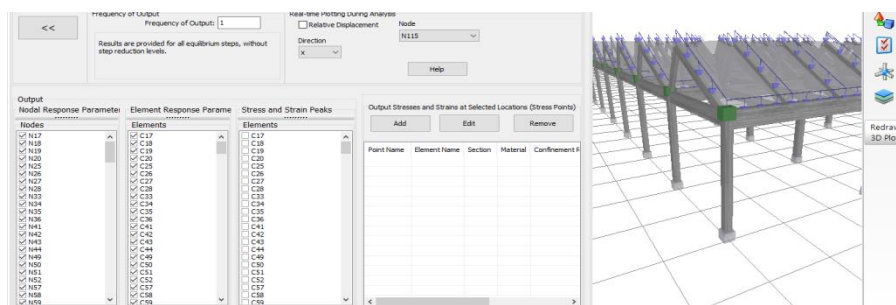
Εικόνα 115: Επιλογή Ιδιοτήτων Συγκεντρωμένων Μαζών (Lmass)

## Γ.2.5 Εισαγωγή Κατασκευαστικών Κόμβων («Nodes»)

Οι κατασκευαστικοί κόμβοι, όπως αυτοί εισήχθησαν στο πεδίο «Nodes» της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης, παρέμειναν ως έχει.

## Γ.2.6 Εισαγωγή Δομικών Στοιχείων («Element Connectivity»)

Η εισαγωγή των δομικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί) παρέμεινε όπως αυτή έγινε στο πεδίο «Element Connectivity» της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης. Πέραν των παραπάνω, εισήχθησαν στο προσομοίωμα συγκεντρωμένες μάζες (οι ιδιότητες των οποίων ορίστηκαν στο πεδίο «Element Classes»), οι οποίες τοποθετήθηκαν στην κορυφή κάθε υποστυλώματος.



Εικόνα 116: Εισαγωγή Συγκεντρωμένων Μαζών στην Κορυφή Κάθε Υποστυλώματος

### **Γ.2.7 Εισαγωγή Διαφραγμάτων («Constraints»)**

Τα διαφράγματα παρέμειναν στο πεδίο «Constraints» όπως αυτά είχαν εισαχθεί στο αντίστοιχο πεδίο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

### **Γ.2.8 Εισαγωγή Δεσμεύσεων («Restrains»)**

Στο πεδίο «Restrains» παρέμειναν οι δεσμεύσεις μετακινήσεων (προς όλες τις διευθύνσεις) στη βάση κάθε υποστυλώματος όπως αυτές είχαν ορισθεί στο αντίστοιχο πεδίο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης.

### **Γ.2.9 Εισαγωγή Εφαρμοζόμενων Φορτίων («Applied Loads»)**

Στο πεδίο «Applied Loads» αφαιρέθηκαν όλα τα προσωρινά φορτία που επενεργούσαν στην κατασκευή στο πεδίο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης, ενώ παρέμειναν τα μόνιμα φορτία όπως αυτά ορίσθηκαν στο υπόψη πεδίο.

### **Γ.2.10 Ρύθμιση Εξαγόμενων Αποτελεσμάτων**

Στο πεδίο «Analysis Output» δεν υφίσταται διαφοροποίηση σε σχέση με τα αρχικώς καθορισθέντα στην Ανελαστική Στατική Ανάλυση.

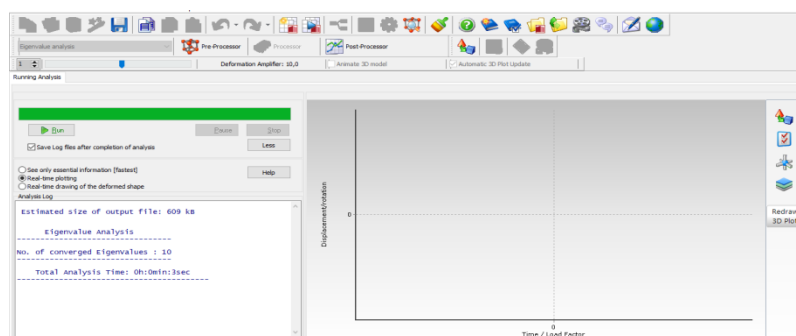
### **Γ.2.15 Γενικές Ρυθμίσεις Προγράμματος**

Δεν εισήχθηκε καμμία μεταβολή στις γενικές ρυθμίσεις του παραθύρου «Project Settings» όπως αυτές ορίσθηκαν αρχικώς κατά την Ανελαστική Στατική Ανάλυση.

## **Γ.3 Ανάλυση Φορέα**

### **Γ.3.1 Πεδίο «Processor»**

Στο υπόψη πεδίο εκτελέσθηκε η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, όπως στην παρακάτω εικόνα.



*Εικόνα 117: Ανάλυση του Φορέα στο πεδίο «Processor»*

## Γ.3.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων

### Γ.3.2.1 Modal / Mass Quantities

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES			
Mode	Period (sec)	Frequency (Hertz)	Angular Frequency (rad/sec)
1	0,59963185	1,66768995	10,47840496
2	0,56895746	1,75768106	11,04333064
3	0,54761760	1,82609179	11,47367308
4	0,43752998	2,28555767	14,36058237
5	0,43169983	2,31642437	14,55452354
6	0,34807588	2,87293681	18,05119434
7	0,29945086	3,33944607	20,98235849
8	0,26995949	3,70425950	23,27454887
9	0,24888021	4,01799719	25,24582090
10	0,15850517	6,30894247	39,64025461

MODAL PARTICIPATION FACTORS							
For Unit Acceleration Loads in Global Coordinates							
Mode	Period	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0,59963185	26,4621	-0,7526	0,0005	0,3235	11,5841	139,2174
2	0,56895746	7,7812	18,4530	-0,0141	-6,9926	5,6585	-311,9050
3	0,54761760	-6,3621	21,4290	0,0357	-8,4573	-4,0959	249,9852
4	0,43752998	3,0906	3,9117	-0,0633	-1,8712	-2,2586	123,5065
5	0,43169983	0,3809	0,0424	0,0016	-1,0636	-2,1494	-55,7938
6	0,34807588	1,5092	0,3562	-0,0583	-0,1349	-0,4825	5,2036
7	0,29945086	0,1851	0,0083	0,0071	-0,8330	-2,2278	-15,3892
8	0,26995949	-0,4468	-0,0397	0,0309	-0,0392	0,5951	2,7475
9	0,24888021	-0,6452	-0,0369	0,0243	0,6220	3,3969	13,4744
10	0,15850517	-0,9929	0,0111	-3,6317	18,6961	42,2110	-2,4128

Δύο πρώτες ιδιομορφές

Εικόνα 118: Modal / Mass Quantities

### Γ.3.2.2 Step Output

Output No.	Period	Natural Frequency (Hertz)	Natural Period (sec)
1	0,599632	1,66769 (Real)	0,59963185
2	0,568957		
3	0,547618		
4	0,437530		
5	0,431700		
6	0,348076		
7	0,299451		
8	0,269959		
9	0,248880		
10	0,158505		

Node Name	X	Y	Z	RX	RY	RZ
N18	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
N90	5,4486E-005	-1,7194E-006	-1,5645E-008	1,1501E-007	4,8005E-007	1,4686E-007
N91	5,4486E-005	-5,7043E-008	3,5677E-008	1,0493E-009	1,0232E-006	1,6541E-007
N276	5,6643E-005	-1,7225E-006	-8,8872E-009	4,8729E-008	4,4601E-006	9,7739E-007
N98	4,3691E-005	-1,7122E-006	-3,0868E-009	1,0033E-007	5,0039E-007	2,0256E-007
N170	5,4486E-005	-2,0871E-006	-2,2033E-007	1,0251E-007	-4,2865E-007	1,6753E-007
N171	5,4486E-005	-1,2682E-006	1,1069E-008	1,5482E-009	-3,4300E-007	2,0249E-007
N19	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
N26	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00
N89	5,4486E-005	-3,3569E-006	1,0387E-007	1,1294E-007	1,4091E-006	5,1903E-007
N273	5,6643E-005	-3,3600E-006	9,9879E-008	-3,3691E-008	4,3396E-006	1,0220E-006
N169	5,4486E-005	-2,5780E-006	-1,5800E-006	9,5234E-008	-1,6685E-007	1,7085E-007
N92	5,4486E-005	1,5998E-006	-1,2658E-007	-1,2120E-007	1,3070E-006	2,9804E-007
N262	5,6643E-005	1,5567E-006	-1,1046E-007	4,3183E-008	4,4063E-006	1,0235E-006
N99	4,3691E-005	-6,7860E-008	2,0258E-008	9,4574E-011	1,2956E-006	1,6361E-007
N279	5,6643E-005	-6,0143E-008	2,6800E-008	-3,6260E-009	4,3754E-006	9,6724E-007
N296	4,6664E-005	-1,7124E-006	-1,4675E-009	-4,6167E-008	3,9815E-006	8,2354E-007
N106	3,5372E-005	-1,7025E-006	4,3397E-009	9,8637E-008	7,9503E-007	2,0917E-007
N172	5,4486E-005	-6,2512E-007	1,1937E-006	8,4516E-009	-1,7084E-007	2,3054E-007
N278	5,6643E-005	-6,1426E-007	1,2521E-006	-6,5219E-009	4,7639E-006	1,0915E-006
N173	5,4486E-005	3,7696E-007	-6,0027E-007	-5,0146E-008	-3,9997E-007	1,7218E-007
N280	5,6643E-005	4,8735E-007	-8,9901E-007	-3,4817E-008	4,7839E-006	1,0767E-006
N182	4,3716E-005	-2,1503E-006	3,3998E-007	5,6150E-008	-3,8055E-007	2,2976E-007
N275	5,6643E-005	-2,2693E-006	2,4960E-007	5,1464E-008	4,7917E-006	1,0764E-006
N183	4,3717E-005	-1,2213E-006	-3,0941E-007	-2,4905E-009	4,0600E-007	2,3855E-007
N277	5,6643E-005	-1,1684E-006	-6,6275E-007	-4,5592E-008	4,8050E-006	1,0855E-006
N274	5,6643E-005	-2,8142E-006	-1,1771E-006	7,4483E-008	4,7703E-006	1,0738E-006
N281	5,6643E-005	1,0340E-006	7,5487E-007	-4,5244E-008	4,7893E-006	1,0760E-006

Εικόνα 119: Step Output

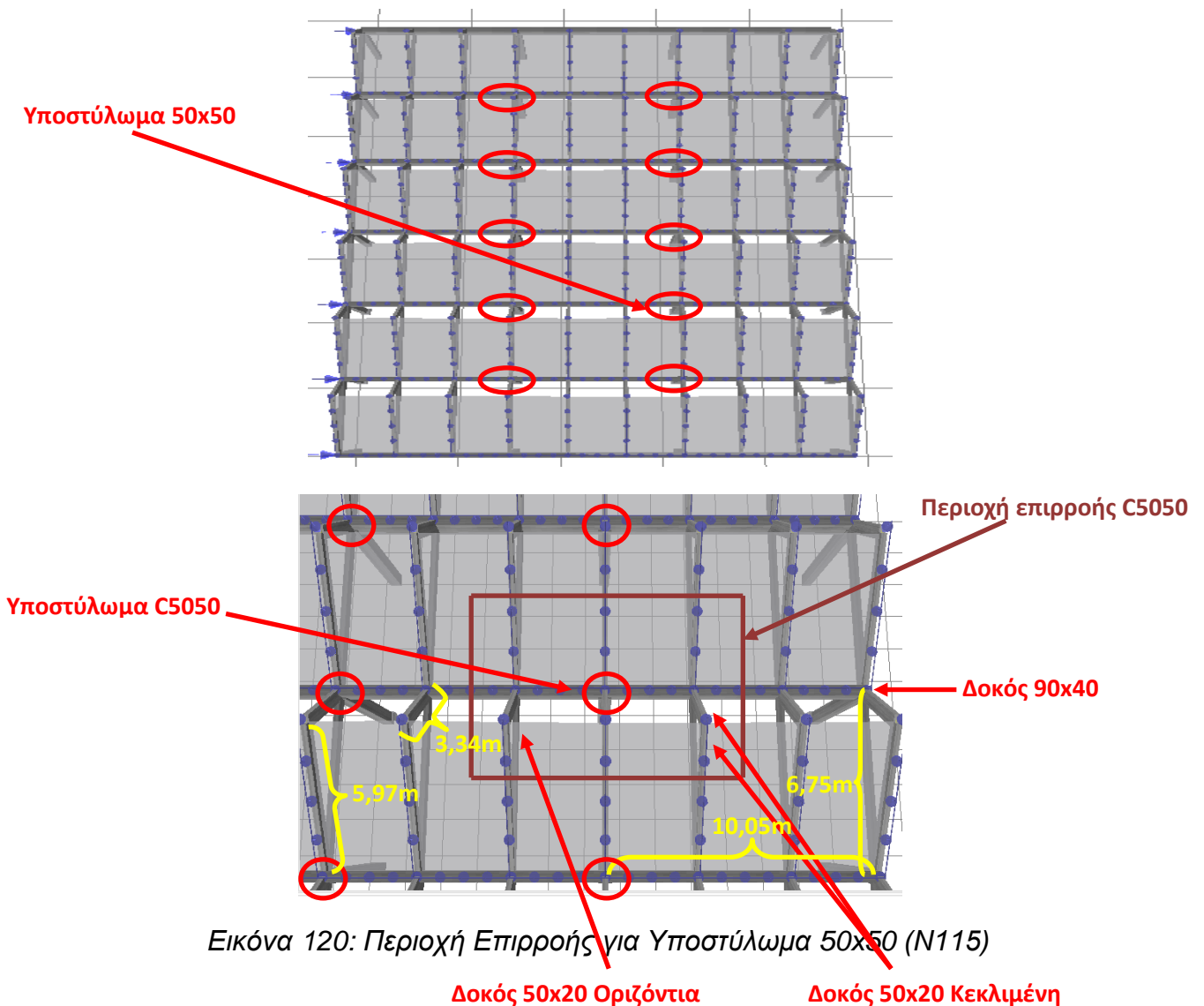
Με βάση τα παραπάνω, οι τιμές των πρώτων δύο ιδιομορφών που προέκυψαν και χρησιμοποιήθηκαν, κατόπιν, στο πεδίο «Project Settings» της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης είναι:  $T_1 = 0,600 \text{ sec}$  και  $T_2 = 0,569 \text{ sec}$ .

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Δ»: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ

Η τιμή της αξονικής δύναμης  $N$  που ασκείται στα υποστυλώματα των Κόμβων Ελέγχου του εξεταζόμενου κτιρίου υπολογίσθηκε όπως παρακάτω.

### Δ.1 Υποστύλωμα 50x50 (Κόμβος Ελέγχου N115)

Όλα τα υποστυλώματα 50x50 του φορέα βρίσκονται στο εσωτερικό αυτού και φορτίζονται με τον ίδιο τρόπο, που υπολογίζεται όπως παρακάτω:



Εικόνα 120: Περιοχή Επιρροής για Υποστύλωμα 50x50 (N115)

α. Από δοκούς 0,90m x 0,40m:

$$G_{9040} = 2 \times (10,05\text{m}/2) \times 0,90\text{m} \times 0,40\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \underline{G_{9040} = 86,83 \text{ KN}}$$



β. Από οριζόντιες δοκούς 0,50m x 0,20m:

$$G_{5020o} = 6 \times (6,75\text{m}/2) \times 0,50\text{m} \times 0,20\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$
$$\Rightarrow \underline{G_{5020o} = 48,60 \text{ KN}}$$

γ. Από κεκλιμένες δοκούς 0,50m x 0,20m:

$$G_{5020κ} = 3 \times (5,97\text{m} + 3,34\text{m}) \times 0,50\text{m} \times 0,20\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$
$$\Rightarrow \underline{G_{5020o} = 67,03 \text{ KN}}$$

δ. Από κεκλιμένες πλάκες:

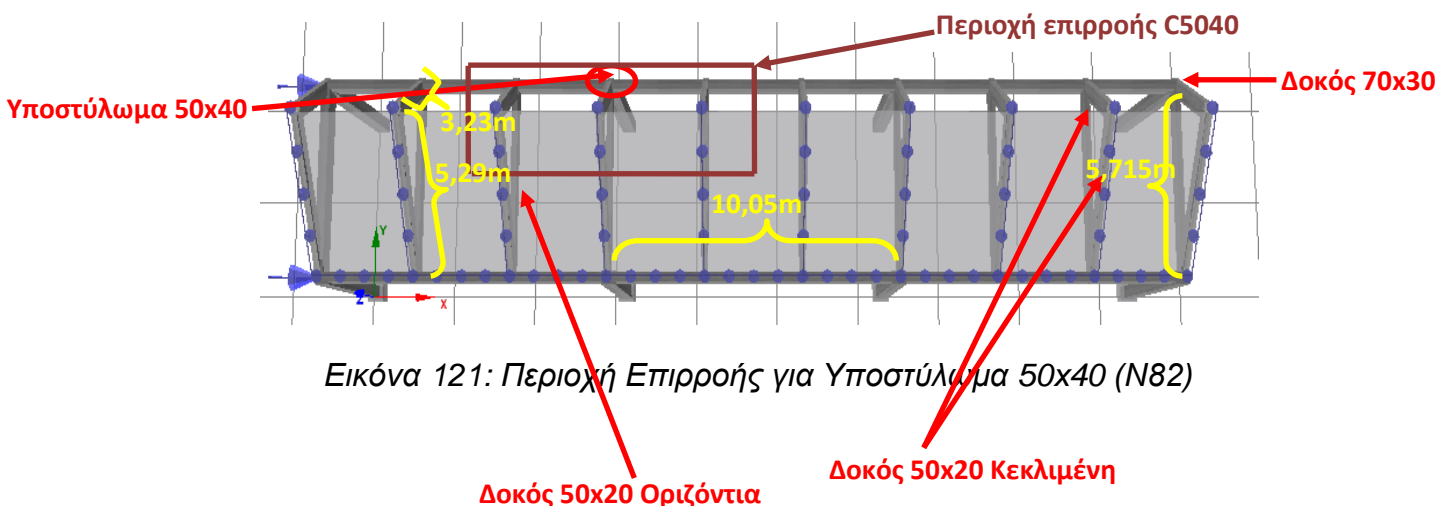
$$G_{\text{πλ}} = 3 \times 3,35\text{m} \times 5,97\text{m} \times 0,15\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$
$$\Rightarrow \underline{G_{5020o} = 215,99 \text{ KN}}$$

Συνολική φόρτιση:

$$G_{o\lambda} = (86,83 + 48,60 + 67,03 + 215,99)\text{KN} \Rightarrow \underline{G_{o\lambda} = 418,45 \text{ KN}}$$

## Δ.2 Υποστύλωμα 50x40 (Κόμβος Ελέγχου N82)

Όλα τα υποστυλώματα 50x50 του φορέα βρίσκονται στο εσωτερικό αυτού και φορτίζονται με τον ίδιο τρόπο, που υπολογίζεται όπως παρακάτω:



α. Από δοκούς 0,70m x 0,30m:

$$G_{9040} = 2 \times (10,05\text{m}/2) \times 0,70\text{m} \times 0,30\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$
$$\Rightarrow \underline{G_{7030} = 50,65 \text{ KN}}$$

β. Από οριζόντιες δοκούς 0,50m x 0,20m:

$$G_{5020o} = 3 \times (5,715\text{m}/2) \times 0,50\text{m} \times 0,20\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$

⇒  $G_{5020o} = 20,57 \text{ KN}$

γ. Από κεκλιμένες δοκούς 0,50m x 0,20m:

$$G_{5020κ} = 3 \times [(5,29\text{m}/2) + 3,34\text{m}] \times 0,50\text{m} \times 0,20\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3$$

⇒

⇒  $G_{5020o} = 43,09 \text{ KN}$

δ. Από κεκλιμένες πλάκες:

$$G_{\pi\lambda} = 3 \times (9,975\text{m}/3) \times (5,29\text{m}/3) \times 0,15\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$

⇒  $G_{5020o} = 63,32 \text{ KN}$

Συνολική φόρτιση:

$$G_{o\lambda} = (50,65 + 20,57 + 43,09 + 63,32)\text{KN} \Rightarrow \underline{\underline{G_{o\lambda} = 177,63 \text{ KN}}}$$

Σημείωση: Με ανάλογο τρόπο υπολογίσθηκαν οι αξονικές δυνάμεις που επενεργούν επί των λοιπών υποστυλωμάτων, όταν υπολογίσθηκε η στοχευόμενη μετακίνησή τους από το πρόγραμμα Excel. Συγκεκριμένα, οι τιμές που υπολογίσθηκαν για τα υπόλοιπα αντιπροσωπευτικά υποστυλώματα είναι οι παρακάτω:

1. Υποσύλωμα C1:  $N=76,61 \text{ KN}$
2. Υποσύλωμα C3:  $N=120,49\text{KN}$
3. Υποσύλωμα C4:  $N=62,69 \text{ KN}$
4. Υποσύλωμα C12:  $N=88,58 \text{ KN}$
5. Υποσύλωμα C17:  $N=98,10 \text{ KN}$
6. Υποσύλωμα C18:  $N=217,97 \text{ KN}$
7. Υποσύλωμα C20:  $N=88,51 \text{ KN}$
8. Υποσύλωμα C25:  $N=227,57 \text{ KN}$
9. Υποσύλωμα C36:  $N=215,01 \text{ KN}$
10. Υποσύλωμα C65:  $N=186,42 \text{ KN}$
11. Υποσύλωμα C67:  $N=334,63 \text{ KN}$
12. Υποσύλωμα C68:  $N=177,96 \text{ KN}$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Ε»: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

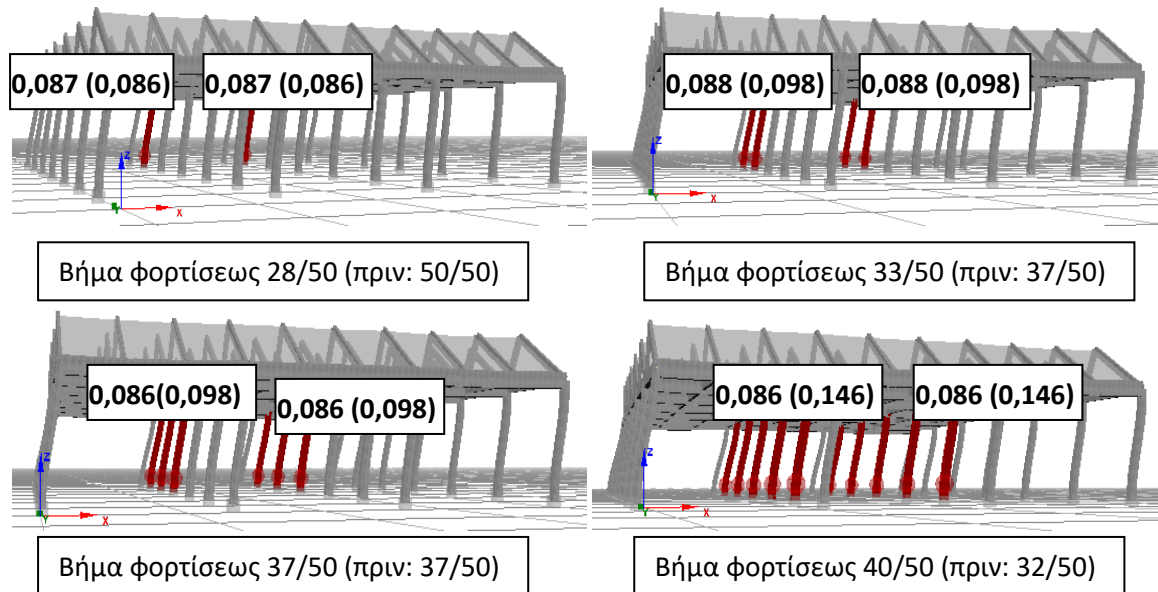
1. Στο πλαίσιο επίλυσης του κτιρίου και ελέγχου του σε σεισμική συμπεριφορά, ελέγχθηκε η συμπεριφορά του χωρίς τη συνεισφορά των τοιχοποιιών πλήρωσης. Όπως έχει λεχθεί, διαπιστώθηκε ότι οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεισφέρουν θετικά στην συμπεριφορά του κτιρίου, καθόσον αυτές προσομοιάζουν σε δύο αξονικές ράβδους που προσφέρουν αυξημένη δυσκαμψία σε ένα πλαίσιο. Για τον συγκριτικό έλεγχο θα χρησιμοποιηθεί το πεδίο Code – Based Checks.

### α. Γωνία Στροφής Χορδής

#### (1) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά x

(α) Υποστυλώματα 50x50 C26,27,34,35,42,43,50,51,58,59 (dy = 0,039m, du = 0,149m δ<sub>t</sub> = 0,092m, d<sub>πz</sub> = 0,062m, d<sub>οκ</sub> = 0,099m)

Οι μετακινήσεις της κορυφής των υποστυλωμάτων στο βήμα εμφάνισης της βλάβης τους έχουν όπως παρακάτω:



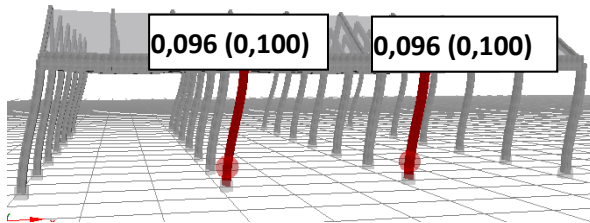
(β) Υποστυλώμα 40x40 C17 (dy = 0,043m, du = 0,161m δ<sub>t</sub> = 0,092m, d<sub>πz</sub> = 0,068m, d<sub>οκ</sub> = 0,107m)

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



**(γ) Υποστυλώματα 40x45 C18,C19 ( $d_y = 0,044m$ ,  $d_u = 0,157m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{OK} = 0,105m$ )**

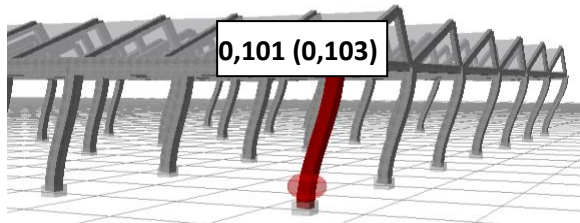
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 42/50 (πριν: 32/50)

**(δ) Υποστύλωμα 40x45 C20 ( $d_y = 0,043m$ ,  $d_u = 0,162m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,068m$ ,  $d_{OK} = 0,108m$ )**

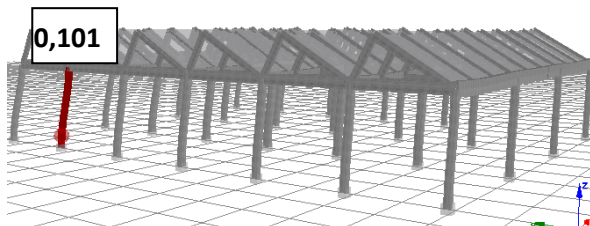
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



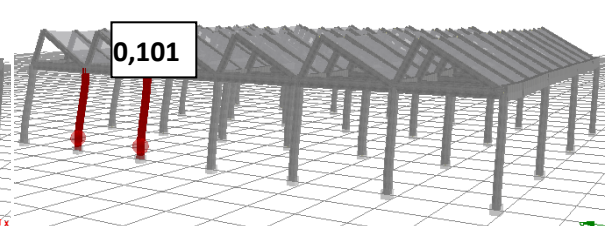
Βήμα φορτίσεως 44/40 (πριν: 33/50)

**(ε) Υποστυλώματα 40x45 C25,C33,C41,C49,C57 ( $d_y = 0,045m$ ,  $d_u = 0,153m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{OK} = 0,102m$ )**

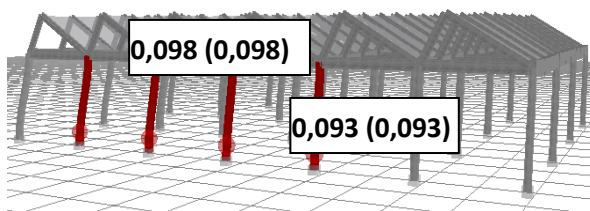
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



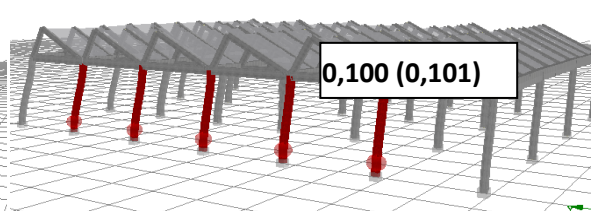
Βήμα φορτίσεως 33/50 (πριν: όχι βλάβη)



Βήμα φορτίσεως 38/50 (πριν: όχι βλάβη)



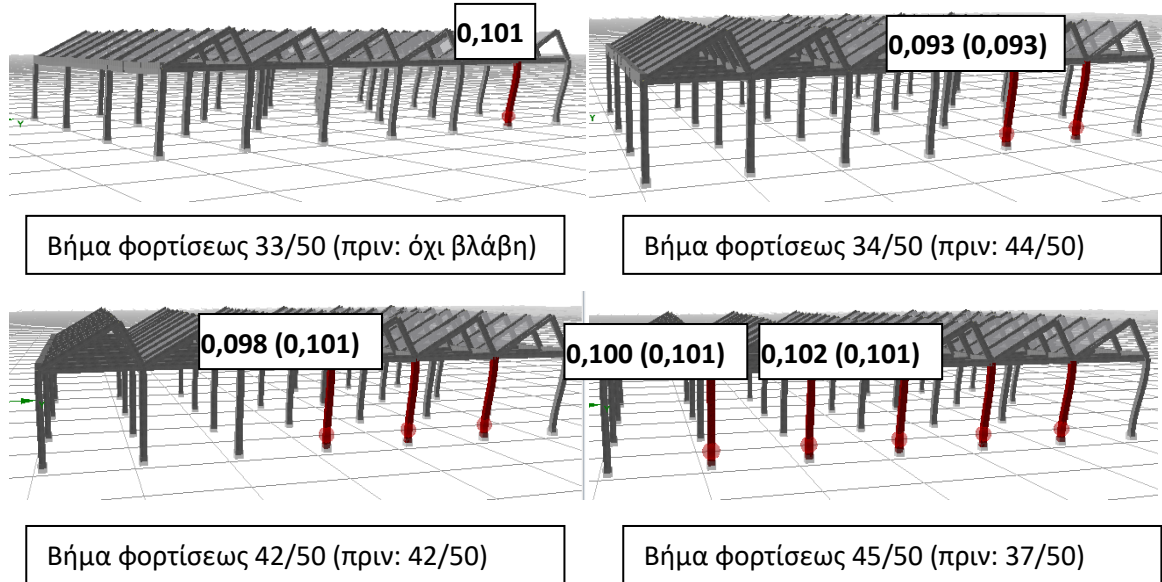
C41: Βήμα φορτίσεως 41/50 (πριν: 41/50)  
C33: Βήμα φορτίσεως 41/50 (πριν: 35/50)



Βήμα φορτίσεως 45/50 (πριν: 35/50)

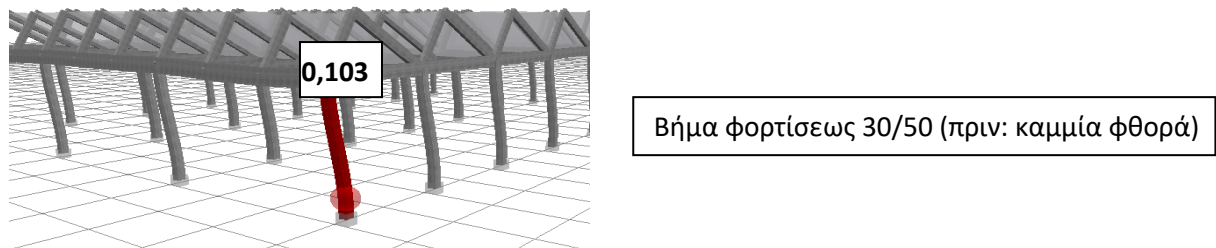
**(στ) Υποστυλώματα 40x50 C28,C36,C44,C52,C60 ( $d_y = 0,045m$ ,  $d_u = 0,155m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{OK} = 0,103m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



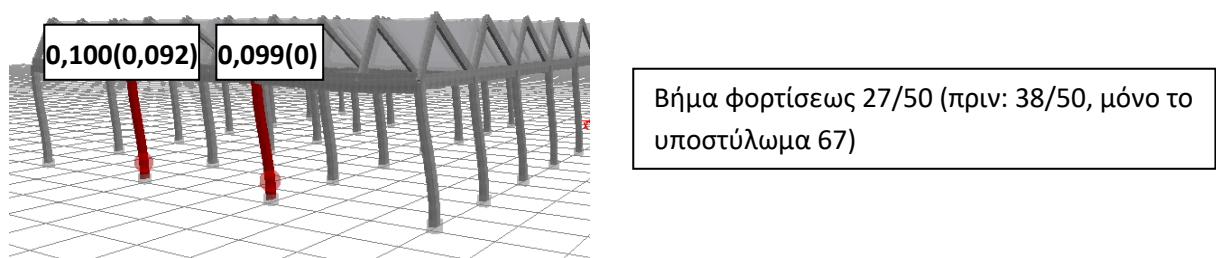
**(ζ) Υποστύλωμα 40x45 C65 ( $d_y = 0,045m$ ,  $d_u = 0,155m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{OK} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



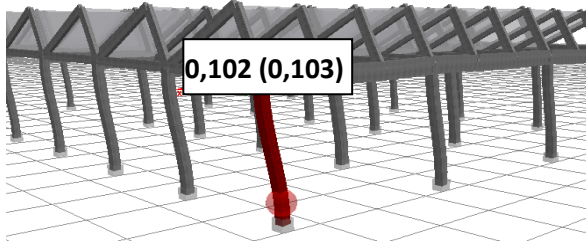
**(η) Υποστυλώματα 40x45 C66,C67 ( $d_y = 0,047m$ ,  $d_u = 0,145m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,064m$ ,  $d_{OK} = 0,097m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



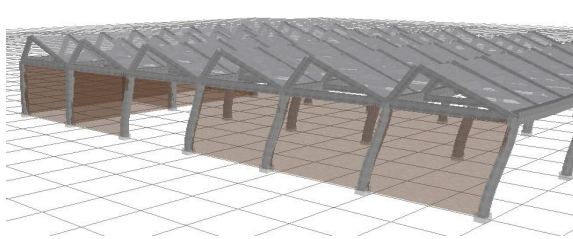
**(θ) Υποστούλωμα 40x45 C68 ( $d_y = 0,044m$ ,  $d_u = 0,156m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 27/50 (πριν: 49/50)

**(ι) Δοκοί**

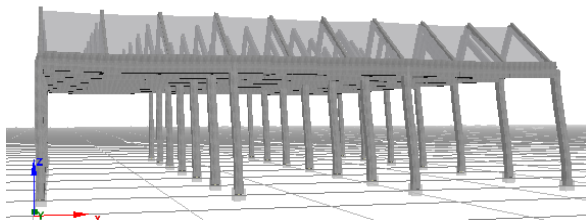


Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική μετατόπιση σε κανένα Βήμα φορτίσεως

**(2) Άνω (αρ) τεταρτημόριο κατά γ**

**(α) Υποστυλώματα 50x50 C26,27,34,35,42,43,50,51,58,59 ( $d_y = 0,039m$ ,  $d_u = 0,149m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,062m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,099m$ )**

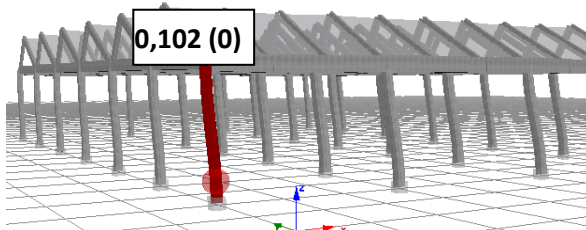
Οι μετακινήσεις της κορυφής των υποστυλωμάτων στο βήμα εμφάνισης της βλάβης τους έχουν όπως παρακάτω:



Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική μετατόπιση σε κανένα Βήμα φορτίσεως (πριν: βλάβες σε αρκετά υποστυλώματα)

**(β) Υποστούλωμα 40x40 C17 ( $d_y = 0,043m$ ,  $d_u = 0,161m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,068m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,107m$ )**

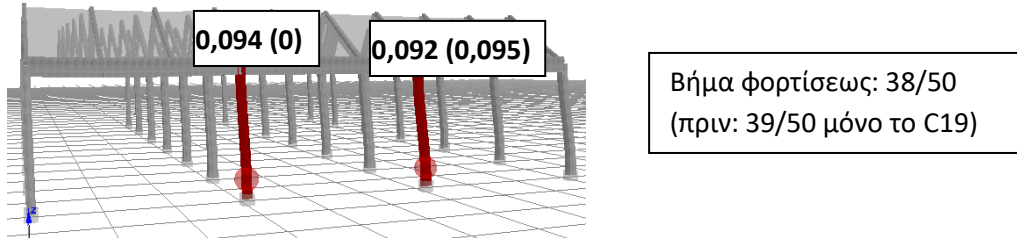
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 27/50 (πριν: καμμία βλάβη)

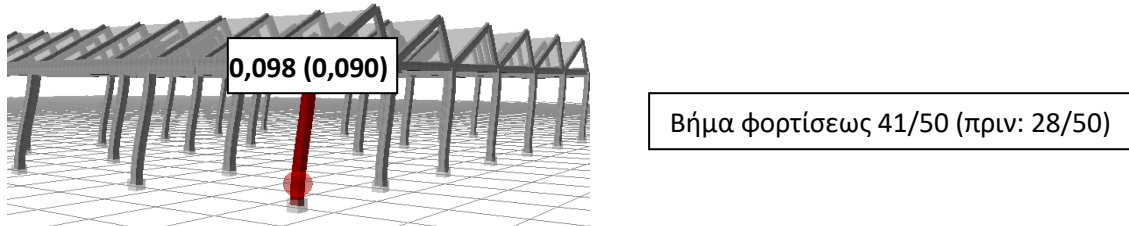
**(γ) Υποστυλώματα 40x45 C18,C19 ( $dy = 0,040m$ ,  $du = 0,157m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{OK} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

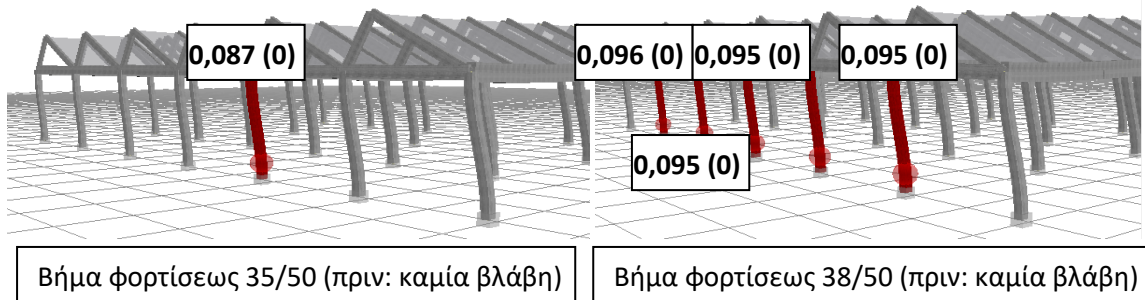


**(δ) Υποστυλώμα 40x45 C20 ( $dy = 0,039m$ ,  $du = 0,162m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,067m$ ,  $d_{OK} = 0,108m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:

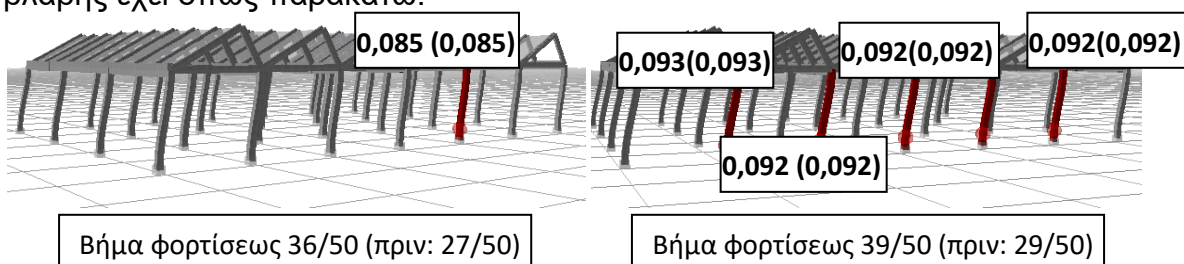


**(ε) Υποστυλώματα 40x45 C25,C33,C41,C49,C57 ( $dy = 0,041m$ ,  $du = 0,153m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,065m$ ,  $d_{OK} = 0,102m$ )**



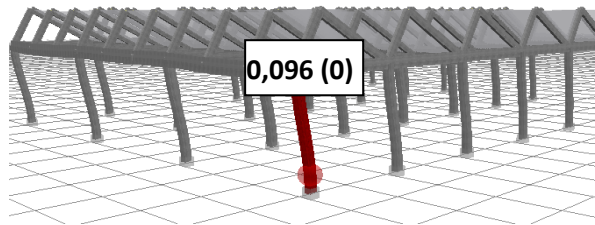
**(στ) Υποστυλώματα 40x50 C28,C36,C44,C52,C60 ( $dy = 0,038m$ ,  $du = 0,155m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,064m$ ,  $d_{OK} = 0,103m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



**(ζ) Υποστούλωμα 40x45 C65 ( $d_y = 0,041m$ ,  $d_u = 0,155m$   $\delta_t = 0,086m$ ,  $d_{\pi z} = 0,065m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

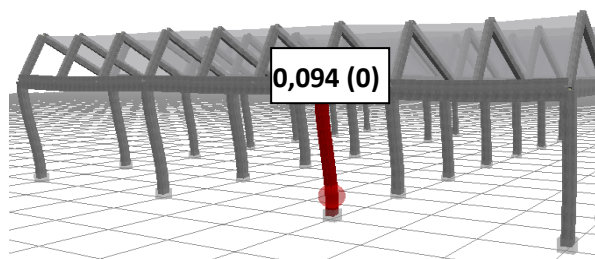
Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



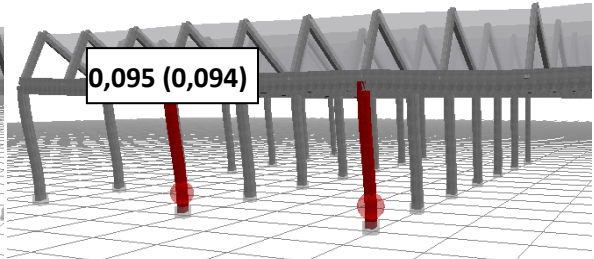
Βήμα φορτίσεως 38/50 (πριν: καμμία βλάβη)

**(η) Υποστυλώματα 40x45 C66,C67 ( $d_y = 0,043m$ ,  $d_u = 0,145m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,063m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,097m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



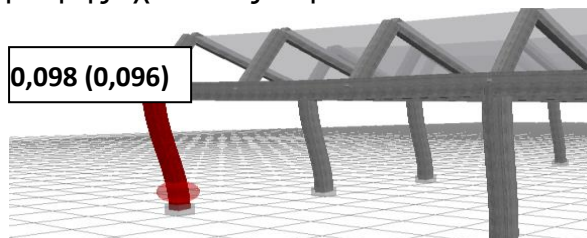
Βήμα φορτίσεως 38/50 (πριν: καμμία βλάβη)



Βήμα φορτίσεως 39/50 (πριν: 38/50)

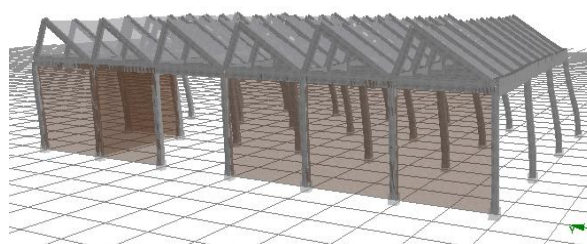
**(θ) Υποστούλωμα 40x45 C68 ( $d_y = 0,041m$ ,  $d_u = 0,156m$   $\delta_t = 0,092m$ ,  $d_{\pi z} = 0,066m$ ,  $d_{o\kappa} = 0,104m$ )**

Η μετακίνηση της κορυφής στο βήμα εμφάνισης της βλάβης έχει όπως παρακάτω:



Βήμα φορτίσεως 41/50 (πριν: 50/50)

**(ι) Δοκοί**

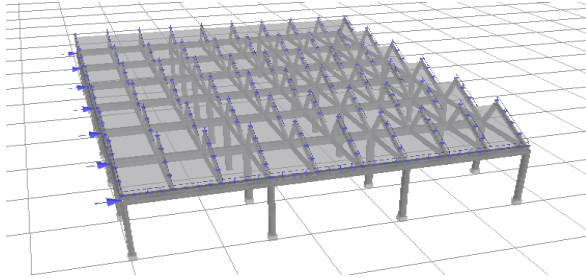


Δεν παρουσιάσθηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως



## β. Διατμητική Αντοχή

### Ανω (αρ) τεταρτημόριο κατά x και y



Δεν παρουσιάστηκε σημαντική φθορά σε κανένα Βήμα φορτίσεως

Πριν: Μόνο πολύ ελαφρές βλάβες σε ελάχιστο αριθμό δοκών

2. Τα συμπεράσματα που παρατηρήθηκαν από τη συμπεριφορά του φορέα χωρίς τη συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων είναι τα παρακάτω:

α. Όπως και πριν, διαπιστώνεται η τέλεια αντοχή των δοκών σε σχέση με τα υποστυλώματα, καθώς σε καμία περίπτωση δεν παρουσιάζεται διαρροή των δοκών.

β. Αξιοσημείωτη είναι η σεισμική συμπεριφορά των υποστυλωμάτων. Παρατηρείται ιδιαίτερος ότι τα υποστυλώματα που είτε γεινιάζουν είτε βρίσκονται στην ίδια ευθεία με την κατεύθυνση των τοιχοποιιών πλήρωσεως παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά με την ύπαρξη αυτών, καθώς γίνεται φανερό ότι οι τοιχοποιίες, σε αυτή την περίπτωση, αυξάνουν τη δυσκαμψία μίας ορισμένης περιοχής της κατασκευής.

γ. Αντιθέτως με τα παραπάνω, όσα υποστυλώματα δεν βρίσκονται στις παραπάνω θέσεις (π.χ. τα κεντρικά υποστυλώματα) παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά στην περίπτωση όπου δεν ληφθούν υπ' όψιν οι τοιχοποιίες στο προσομοίωμα. Αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η ύπαρξη των τοιχοποιιών πλήρωσης, πέραν από την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα σε ορισμένα σημεία του, επιφέρει μεταφορά της εντάσεως σε άλλα σημεία του φορέα, με αποτέλεσμα να παρουσιάζονται, εκεί, διάφορες βλάβες.

δ. Παρ' όλα τα παραπάνω, στη σχετική πλειοψηφία των περιπτώσεων, διαπιστώνεται ότι οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεισφέρουν θετικά στη συνολική συμπεριφορά του φορέα. Εάν, μάλιστα, επέλθουν δομικές διορθώσεις (π.χ. πλήρωση κενών) στις υφιστάμενες τοιχοποιίες (ως επί το πλείστον περιμετρικές) που δεν συμπεριελήφθησαν στο προσομοίωμα, καθώς δεν πληρούσαν τα κριτήρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., εκτιμάται ότι η συνολική συμπεριφορά του φορέα θα ήταν ακόμα καλύτερη και θα απαιτείτο μικρότερη έκταση δομητικής επέμβασης.

ε. Σε κάθε περίπτωση, με βάση τα υφιστάμενα αποτελέσματα, συμπεραίνεται ότι οι σχεδιασθείσες τοιχοποιίες θα μπορούσαν να είχαν παραλειφθεί, χωρίς σημαντικές διαφοροποιήσεις στα εξαγόμενα αποτελέσματα.

## Βιβλιογραφία

- α. Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Γιάννης Ν. Ψυχάρης, Τεύχη 1 & 2 (ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής)
- β. Επιστήμη και τεχνολογία τσιμέντου, Σ. Τσίμας, Σ. Τσιβιλής, ΕΜΠ, Αθήνα 2004
- γ. Δομικά υλικά, Αθανάσιος Χρ. Τριανταφύλλου, Πάτρα 2005
- δ. Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών, Χρ. Σπανός, Μ. Σπιθάκης, Κ. Τρέζος, ΕΠΑΝΤΥΚ – ΤΕΕ, Αθήνα, 2006
- ε. Proceq Operating Instructions Original Schmidt E, Proceq SA, 2012
- στ. Seismostruct User Manual
- ζ. ΟΑΣΠ, 2017. "Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ – Τελικό εναρμονισμένο κείμενο)", Ομάδα Μελέτης για τη Σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων σε Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Ομάδα εναρμόνισης του ΚΑΝ.ΕΠΕ με τους Ευρωκώδικες, Φεβρουάριος 2017.
- η. EN 12504 – 2: 2012, Έλεγχος σκυροδέματος σε κατασκευές – Μέρος 2ο: Μη καταστροφικές μέθοδοι – Προσδιορισμός του αριθμού κρούσεων
- θ. ASTM C805 – 85, Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete
- ι. Μελέτη ΤΕΕ Περιφερειακού Τμήματος Κεντρικής & Δυτικής Θεσσαλίας «Αξιοποίηση Μικροζωνικής Μελέτης Λάρισας»
  - ια. ΕΚ 8-1
  - ιβ. Μελέτη περί «Διαχρονικής θεώρησης των αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών βάσει των κανονισμών» (Μαρία Καραβεζύρογλου, Καθ. Τμημ. Πολ. Μηχ/κων ΑΠΘ)