



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Δομοστατικής
Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας

Αξιολόγηση Συμπεριφοράς Σεισμόπληκτου Κτιρίου (Σεισμός Κεφαλλονιάς 2014)

**Διπλωματική Εργασία
Φασούλα Θ. Αλίκη**

**Επιβλέπων: Σπυράκος Κωνσταντίνος , Καθηγητής ΕΜΠ,
Συνεπιβλέπων: Ταφλαμπάς Ιωάννης, Πολιτικός Μηχανικός.**

Στους γονείς μου,

*Θεμιστοκλή & Μαρία
και τις αδελφές μου,
Άλκηστη & Δανάη*

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Πρόλογος	11
Περίληψη.....	12
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	14
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	14
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	17
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ-ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ	17
2.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΔΟΜΗΜΑΤΩΝ	17
2.1.1 Γενικά	17
2.1.2 Σκοπός.....	18
2.1.3 Συλλογή στοιχείων	19
2.1.4 Αρχές αποτίμησης.....	20
2.1.5. Διερεύνηση & τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφισταμένου Δομήματος	23
2.1.6. Διαδικασία διάγνωσης βλαβών.....	27
2.2 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ & ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	31
2.2.1 Γενικά	31
2.2.2. Στάθμες επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού	32
2.2.3.Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία	33
2.2.4. Στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	34
2.3. Διαδικασία Ανασχεδιασμού	40
2.4 Στρατηγικές και Συστήματα επεμβάσεων	41
2.4.1. Βασικές έννοιες.....	41
2.4.2. Κριτήρια επιλογής επέμβασης & Σχεδιαστικοί Περιορισμοί.....	42
2.4.3 Στρατηγική των επεμβάσεων.....	42
2.4.4.Συστήματα επεμβάσεων με ανάλυση της αντίστοιχης στρατηγικής	44
2.4.5. Επιλογή συστήματος επέμβασης.....	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:	48
ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	48
3.1 Γενικά	48
3.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση	49
3.3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση.....	50
3.4 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).....	50
3.4.1.Σκοπός της ανάλυσης.....	50
3.4.2.Σχετικές κανονιστικές διατάξεις	51
3.4.3. Βασικές Παραδοχές της μεθόδου	51
3.4.4. Προυποθέσεις Εφαρμογής της μεθόδου.....	51
3.4.5. Μεθοδολογία υπολογισμών	52
3.4.6. Προσομοίωση και Ανάλυση.....	53
3.5 Ανελαστική δυναμική ανάλυση	59
3.5.1.Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς μελών οπλισμένου σκυροδέματος....	60
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:	69
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΜΕΛΕΤΗΣ & ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ...	69
4.1 ΓΕΝΙΚΑ: Ξενοδοχείο στην Κεφαλλονιά	69

4.1.1.ΘΕΣΗ.....	69
4.1.2.ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ	69
4.1.3.ΚΕΝΤΡΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΒΛΑΒΕΣ.....	69
4.1.4.ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β:.....	73
4.2.ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ & ΕΚΤΙΜΗΣΕΙΣ.....	75
4.2.1. Πλάκες:.....	75
4.2.2. Δοκοί:	75
4.2.3. Υποστυλώματα:.....	76
4.3.3.ΥΛΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ (πριν το 1984)	78
4.3.1. Σκυρόδεμα:	78
4.3.2.Χάλυβας	79
4.3.3.Παρατηρήσεις επί στατικού προσομοιώματος & γεωμετρίας:.....	81
4.4.Προσομοίωση υφιστάμενου δομήματος :	81
4.4.1 Γενικά	81
4.4.2. Προσδιορισμός κάρναβου σχεδίασης:	81
4.4.3 Προσομοίωση πλακών & διαφραγματικής λειτουργίας	84
4.4.4. Προσομοίωση υποστυλωμάτων και εκκετροτήτων	84
4.4.5 Προσομοίωση Δοκών & Συνεργαζόμενο Πλάτος πλακοδοκού	85
4.4.6.Τοπικοί Άξονες Μελών.....	91
4.4.7.Εντολή End length offsets	93
4.4.8.Προσομοίωση φορτίσεων.....	96
4.5. Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις γραμμικές αναλύσεις	104
4.6. Συμπεριφορά τοιχοπληρώσεων και προσομοίωση τους	107
4.6.1. Εισαγωγικά στοιχεία:	107
4.6.2. Εφαρμογή διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ:	108
4.6.3 Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.....	111
4.6.4 Περιγραφή & Προσομοίωση Θεμελίωσης.....	113
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4.....	117
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:	125
ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΠΑΚΤΩΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ.....	125
5.1 Ιδιομορφική ανάλυση	125
5.2 Συνδυασμοί Φόρτισης	126
5.3. Συντελεστής συμπεριφοράς q	126
5.4. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση.....	127
.....	132
5.5. Δυναμικές Φασματικές Αναλύσεις	134
5.5. Διατμητικός Έλεγχος Επάρκειας (απαίτηση '59)	138
5.5.1. Εύρεση Αντοχής σε τέμνουσα σύμφωνα με ΕΚΩΣ	138
5.5.2. Εύρεση Αντοχής σε τέμνουσα σύμφωνα με ΕΚ2	140
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:	144
ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	144
6.1 Ιδιομορφική	144

6.2. Συντελεστής συμπεριφοράς μ	145
6.3. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση.....	147
6.4. Δυναμική Φασματική Ανάλυση	148
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7:	153
ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΕΣ	
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.....	153
7.1 Προσομοίωση μοντέλου για ανελαστικές αναλύσεις	153
7.2 Εφαρμογή PUSHOVER στο SAP2000 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ	154
7.2.1 Εισαγωγή διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης των υποστυλωμάτων στο SAP:	154
7.2.2 Πλαστικές αρθρώσεις στα δοκάρια.....	157
7.2.3 Πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα	161
7.2.4 Εισαγωγή απομειωμένων δυσκαμψιών στο SAP	163
7.3 Στατική ανελαστική ανάλυση	164
7.3.1.Ιδιομορφικές & Ομοιόμορφες Κατανομές Φόρτισης.....	164
7.3.2. Καμπύλες αντίστασης φορέα	166
7.3.3. Διγραμμικοποιημένες Καμπύλες Αντίστασης-Στοχευόμενη Μετακίνηση	172
7.3.4. Ανάλυση για στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου	178
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7:	198
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8:	- 232 -
ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ HAZUS	- 232 -
8.1 Ανάγκη αξιολόγησης των βλαβών	- 232 -
8.2 Μεθοδολογία Hazus	- 232 -
8.3 Εφαρμογή Hazus για την κατασκευή των καμπύλων τρωτότητας.....	- 238 -
8.4 Αξιολόγηση των βλαβών υπό δεδομένους σεισμούς και διαπιστώσεις.....	- 243 -
8.4.1 Σεισμός σχεδιασμού του κτιρίου σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59	- 243 -
8.4.2 Εφαρμογή του σεισμού σχεδιασμού του EC8	- 244 -
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9:	- 246 -
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	- 246 -
9.1. Ιστορία των σεισμών στην Κεφαλλονιά.....	- 246 -
9.2. Σεισμός 2014-Χαρακτηριστικά & Επιπτώσεις.....	- 248 -
9.3. Οι προ του 1985 κατασκευές.....	- 255 -
9.4 Παρατηρήσεις επί του μελετηθέντος κτιρίου (Πακτωμένο Μοντέλο).....	- 257 -
9.4.1. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση.....	- 257 -
9.4.2. Δυναμική Φασματική Ανάλυση με τυχηματική εκκεντρότητα.....	- 258 -
9.4.3.Ανελαστική Στατική Ανάλυση	- 261 -
9.4.4. Περι Διατμητικής Ανεπάρκειας.....	- 263 -
9.5. Παρατηρήσεις για το Μοντέλο με τη θεμελίωση.....	- 263 -
9.5.1. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση (Χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα)	- 263 -
9.5.2. Δ.Φ.Α.	- 266 -
9.5.2.2. Με φάσμα ΕΚ8	- 268 -
9.6. Συγκριτική Θεώρηση Αποτελεσμάτων Πακτωμένου έναντι Θεμελιωμένου	- 269 -
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	- 277 -

Πρόλογος

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια απόκτησης διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού, του προπτυχιακού κύκλου σπουδών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Σε μια χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως η Ελλάδα προβάλλει επιτακτική ανάγκη για τον σύγχρονο Μηχανικό να ενβαθύνει στο θέμα των επεμβάσεων, ώστε να μπορεί να εξασφαλίσει την αρτιότερη λύση όχι μόνο στο πρόβλημα των προσεισμικών και μετασεισμικών επεμβάσεων.

Η επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένας τομέας της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού που παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον στη σύγχρονη εποχή. Τις τελευταίες δεκαετίες, αρκετά ερευνητικά και πειραματικά προγράμματα σε όλο τον κόσμο, έχουν εξελίξει τις μεθόδους και τις κανονιστικές διατάξεις που διέπουν το πεδίο αυτό.

Αποτέλεσμα της ερευνητικής αυτής δραστηριότητας και των εφαρμογών που έχουν ήδη λάβει χώρα είναι η έκδοση κανονιστικών διατάξεων, όπως του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), του Ευρωκώδικα 8–Μέρος 3 καθώς και άλλων διεθνών διατάξεων, με χρήση των οποίου γίνονται πλέον οι έλεγχοι επάρκειας, οι επισκευές και οι ενισχύσεις των υφιστάμενων κατασκευών.

Βασικός στόχος της παρούσας εργασίας είναι η εφαρμογή όλων των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ που απαιτούνται για μια ολοκληρωμένη μελέτη αποτίμησης με βάση την οποία θα είμαστε σε θέση να πάρουμε τις κατάλληλες αποφάσεις για την στρατηγική ενίσχυσης του φορέα, η ανάδειξη της σημασίας των σταδίων της διερεύνησης και τεκμηρίωσης του Φ.Ο. του υφιστάμενου δομήματος και η παρουσίαση των ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης ως εργαλείων για την κατανόηση της συμπεριφοράς των κατασκευών, όταν υπόκεινται σε ισχυρές σεισμικές δράσεις.

Στο σημείο αυτό, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή του τομέα Αντισεισμικής Τεχνολογίας της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του

Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, κύριο Κωνσταντίνο Σπυράκο, για την εμπιστοσύνη που μου επέδειξε αναθέτοντάς μου το θέμα αυτό αλλά και για την καθοδήγησή του στην αποπεράτωση αυτής της προσπάθειας, κάτω από το άριστο κλίμα συνεργασίας.

Επίσης,ευχαριστώ θερμά τον κύριο Ιωάννη Ταφλαμπά για τη συμβολή του στο κομμάτι της αξιολόγησης των βλαβών με τη μεθοδολογία Hazus,που ήταν σημαντική και καθοριστική.

Επίσης, ευχαριστώ ιδιαίτερα τον Δημήτριο Κοκκινάκο και τον Δημήτριο Χιώτη για την πολύτιμη βοήθειά τους, για τις ουσιαστικές τους υποδείξεις και την γενικότερη υποστήριξη.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το πεδίο της αποτίμησης υφισταμένων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το δοθέν κτίριο παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον από πολλές απόψεις.

Η έντονη μη κανονικότητά του σε κάτοψη, το καθιστά στεπτικά ευαίσθητο και επομένως τη αντισεισμική συμπεριφορά του υπό σεισμική καταπόνηση αναμφίβολη.

Πράγματι, υπό τη δράση του σεισμού της Κεφαλονιάς η κατασκευή υπέστει πολύ βαριές βλάβες στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία της και η ανάγκη άμεσης επέμβασης επιβεβλημένη.

Το ζήτημα της επιλογής του καταλληλότερου συστήματος επέμβασης είναι αρκετά περίπλοκο και μάλιστα τίθενται οι παρακάτω προβληματισμοί:

Η επιλογή συστήματος επέμβασης και η εφαρμογή του θα αποτελεί μια ολοκληρωμένη, οικονομική και αποτελεσματική λύση μόνον εάν απαντάει στο ζήτημα μετατροπής του φορέα σε μη στρεπτικά ευαίσθητο. Είναι αντιληπτό ότι οποιαδήποτε μέθοδος επέμβασης και εάν επιλεγεί δεν δίνει οριστική λύση σε ένα κτίριο στο οποίο κυριαρχεί η στρεπτική ιδιομορφή.

Η επίδραση της παραμέτρου της κανονικότητας σε κάτοψη στην αντισεισμική συμπεριφορά μπορεί να είναι καθοριστική.

Τελικά, στο κτίριο κατασκευάστηκε αντισεισμικός αρμός με αποτέλεσμα τη δημιουργία δύο υπο-κτιρίων που είναι στατικά ανεξάρτητα.

Στην παρούσα διπλωματική διερευνάται η συμπεριφορά του ενός τμήματος και η αρχική ιδέα της εργασίας ήταν να συγκριθεί η συμπεριφορά του ενιαίου φορέα σε σχέση με αυτή των δύο ανεξάρτητων και στην ουσία να αποδειχθεί ότι εάν εκ των προτέρων ο φορέας είχε χωριστεί σε δύο, τα αποτελέσματα του σεισμού θα ήταν λιγότερο δυσμενή.

Στο Κεφάλαιο 1, τίθεται το ζήτημα των επεμβάσεων με τον ορισμό των βασικότερων εννοιών και πώς εξειδικεύεται στην Ελλάδα. Η περιγραφή της γενικής κατάστασης των υφισταμένων και της παθολογίας τους αναδεικνύει την αξία και επιτακτικότητα των προσεισμικών και μετασεισμικών επεμβάσεων.

Το Κεφάλαιο 2 πραγματεύεται το στάδιο της αποτίμησης, όπου αναλύονται οι φάσεις της διερεύνησης και τεκμηρίωσης του δομήματος. Επιπλέον, έμφαση δίδεται στον καθορισμό της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων, στην επιλογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας ανάλογα με το προσομοίωμα και τους ελέγχους που θα πραγματοποιήσουμε. Επίσης, περιγράφονται συνοπτικά τα βήματα που ακολουθούνται κατά τον ανασχεδιασμό, ενώ παρουσιάζονται και οι βασικότερες στρατηγικές – συστήματα επεμβάσεων, ανάλογα με τις ανάγκες που υφίστανται.

Στο Κεφάλαιο 3 αναλύονται οι μέθοδοι ανάλυσης όπως περιγράφονται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων. Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στη Στατική Ανελαστική Ανάλυση που αποτελεί το ισχυρότερο μέσο στην κατανόηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και του συνόλου της κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τα στοιχεία, τα υλικά και οι παράμετροι του κτιρίου και των φορτίσεων που υπεισέρχονται στο προσομοίωμα, καθώς και ο τρόπος μοντελοποίησής τους στο λογισμικό SAP 2000 v.15.1

Στο κεφ 5& 6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελαστικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο κτίριο (δύο μοντέλα-πλήρως πακτωμένο-με προσομοίωση της θεμελίωσης). Γίνεται εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς q .

Στο κεφάλαιο 7,πραγματοποιείται στατική ανελαστική ανάλυση στο κτίριο και παρουσιάζονται τα αποτελέσματά της και τεκμηριώνονται οι λόγοι ανάγκης λήψης μέτρων ενίσχυσης της φέρουσας ικανότητάς του

Στο κεφάλαιο 8,γίνεται αξιολόγηση των βλαβών με τη μεθοδολογία Hazus και εξαγωγή των καμπύλων δυσθραυστότητας του φορέα.

Τέλος,στο κεφάλαιο 9 εξάγονται γενικά συμπεράσματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μία από τις εντονότερα σεισμικές περιοχές παγκοσμίως. Τα τελευταία 25 χρόνια έχει θρηνήσει περίπου 260 νεκρούς από σεισμούς ενώ παράλληλα οι υλικές ζημιές - άμεσες και έμμεσες - ξεπερνούν τα 3 δις ευρώ. Το κόστος αυτό μπορεί να θεωρηθεί σχετικά μικρό συγκρινόμενο με περιπτώσεις

άλλων σεισμογενών χωρών, παράλληλα όμως αξίζει να σημειωθεί ότι οι σεισμοί που τις προκάλεσαν ήταν ασθενέστεροι από τους μέγιστους αναμενόμενους στις διάφορες τεκτονικές περιοχές της χώρας.

Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή, πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του κανονισμού του 1959, ο οποίος στην ουσία αντανάκλούσε γνώσεις της δεκαετίας 20'~ 30'. Σ' αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτών που ακολούθησαν τις επόμενες δεκαετίες, που δεν έδωσε τη δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι, η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά τις δεκαετίες '60 και '70, είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας (~70%) και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων να αποτελείται από κτήρια της κατηγορίας αυτής, που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας, συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτήρια.

Χαρακτηριστικά παραδείγματα τέτοιων αδυναμιών είναι οι περιπτώσεις πολυώροφων κτηρίων τύπου 'pilotis' στα οποία και παρατηρείται συνήθως, η πλειονότητα των βλαβών και καταρρεύσεων κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων. Εκτιμάται ακόμη, πως σε περίπτωση εκδήλωσης των προβλεπόμενων από τον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό σεισμών σε μεγάλα αστικά κέντρα, οι ζημιές και οι ανθρώπινες απώλειες σε τέτοιου είδους κτήρια, μπορεί να είναι αρκετά μεγάλες. Μια προσεισμική επέμβαση ενίσχυσης αυτού του τύπου κτηρίων είναι σχετικά εύκολη και οικονομική, δεδομένου ότι μπορεί να γίνει εξωτερικά χωρίς να διαταράξει τη λειτουργία του κτηρίου και χωρίς να προκαλέσει πρόσθετες επισκευές. Αν και δεν αποτελεί πλήρη θωράκιση, εν τούτοις μειώνει σημαντικά την τρωτότητα του κτηρίου που οφείλεται στο εξαιρετικά ασθενές από πλευράς σεισμικής αντοχής κτήριο.

Με την πάροδο των ετών οι γνώσεις μας πάνω στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών συνεχώς αυξάνονται. Αποτέλεσμα αυτού είναι να απορρίπτονται παλιές προσεγγίσεις ως προς τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών και να αλλάζουν οι εθνικοί κανονισμοί. Έτσι, δημιουργείται η ανάγκη είτε για επισκευή και ενίσχυση κατασκευών που έχουν παρουσιάσει βλάβες, είτε για προσεισμική ενίσχυση κατασκευών που δε έχουν παρουσιάσει βλάβες, αλλά με βάση την αρχική τους μελέτη υστερούν στη σεισμική τους συμπεριφορά ή ακολουθούν ξεπερασμένους κανονισμούς και χρειάζονται αναβάθμιση, για ενίσχυση με στόχο την αλλαγή χρήσης λειτουργίας, όπως σε αυξημένα φορτία λειτουργίας.

Ο ανασχεδιασμός μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι ένα ιδιαίτερα σύνθετο πρόβλημα και υπάρχουν πολλές παράμετροι που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως, η έκταση των βλαβών, οι κανονισμοί που έχουν ακολουθηθεί στη συγκεκριμένη κατασκευή, η ηλικία της κατασκευής, η σπουδαιότητα, το απαιτούμενο κόστος και ο υπόλοιπος χρόνος ζωής της κατασκευής.

Προκειμένου μια επέμβαση να είναι επιτυχής και αποτελεσματική, απαιτείται καλή γνώση της αναμενόμενης συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος 'ως έχει' σε κάποιο ισχυρο μελλοντικό σεισμό. Στην κατεύθυνση αυτή κινούνται σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA, ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, το μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, οι Νεοζηλανδικές οδηγίες για την αποτίμηση υφιστάμενων κτηρίων (NZSEE2006), κ.ά., που υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας. Οι κυριότερες δυσχέρειες που εμφανίζονται κατά τον ανασχεδιασμό των κατασκευών είναι:

- Η μη επαρκής ερμηνεία και κατανόηση των βλαβών που παρατηρούνται, που συνεπάγεται και εσφαλμένη εκτίμηση του είδους και της έκτασης των επεμβάσεων
 - Η ανεπάρκεια των μεθόδων αναλύσεως νέων κατασκευών, όταν αυτές εφαρμοστούν σε κατασκευές που έχουν ήδη εμφανίσει πλαστική συμπεριφορά.
 - Η ανεπάρκεια των γνώσεων που έχουν να κάνουν με τη διαστασιολόγηση μη μονολιθικών διατομών αποτελούμενων από διάφορα υλικά, σε ό,τι αφορά τις ιδιότητες και τις μεθόδους ελέγχου των διεπιφανειών.

Η απόφαση για την επαναφορά της κατασκευής στην προ του σεισμού κατάσταση ή την ενίσχυσή της προκειμένου να αυξηθεί η αντοχή της σύμφωνα με τα καινούρια δεδομένα, βασίζεται σε μία σειρά από παράγοντες, με σημαντικότερους το κόστος των επισκευών και των ενισχύσεων σε σχέση με το κόστος κατασκευής νέου κτηρίου, την ηλικία του κτηρίου, τις χρονικές απαιτήσεις, την ύπαρξη χώρου για την εκτέλεση των εργασιών, τη δυνατότητα εξεύρεσης ειδικευμένου εργατικού δυναμικού, υλικών και μηχανημάτων, το είδος της κατασκευής, την αισθητική της. Όλοι αυτοί οι παράγοντες πρέπει να ληφθούν υπόψη για τον καθορισμό των κριτηρίων αποδοχής στον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής.

Τα κριτήρια αποδοχής που καθιερώνονται για υπάρχουσες κατασκευές είναι συνήθως χαμηλότερα από αυτά που ισχύουν για τις καινούριες, ενώ στις λίγες

περιπτώσεις που θεσπίστηκαν ίδια κριτήρια παλαιών και νέων κτηρίων υπήρξε σημαντικά μικρός αριθμός επεμβάσεων λόγω του αυξημένου κόστους και της δυσκολίας της επέμβασης. Όμως η επιλογή της κατάλληλης λύσης είναι ένα από τα πλέον σύνθετα προβλήματα. Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός τριώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Κεφαλονιά, που έχει υποστεί ισχυρές βλάβες από πρόσφατο σεισμό και η αξιολόγηση των βλαβών του. Οι μέθοδοι ανάλυσης ακολουθούν τις οδηγίες του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ-ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ-ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

2.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΔΟΜΗΜΑΤΩΝ

2.1.1 Γενικά

Η αποτίμηση των υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τα εξής βήματα:

- ▶ *Συλλογή στοιχείων* (έρευνα του ιστορικού του δομήματος)

- ▶ *Ανάλυση και*
- ▶ *Έλεγχος οριακών καταστάσεων.*

2.1.2 Σκοπός

Σκοπός της αποτίμησης υφισταμένου δομήματος είναι **η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων** που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του δομήματος θα λαμβάνονται υποχρεωτικώς υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την **έρευνα του ιστορικού** του. Ο μελετητής Μηχανικός οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέπει μία σειρά **διερευνητικών εργασιών** ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις στις οποίες θα βασισθεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης.

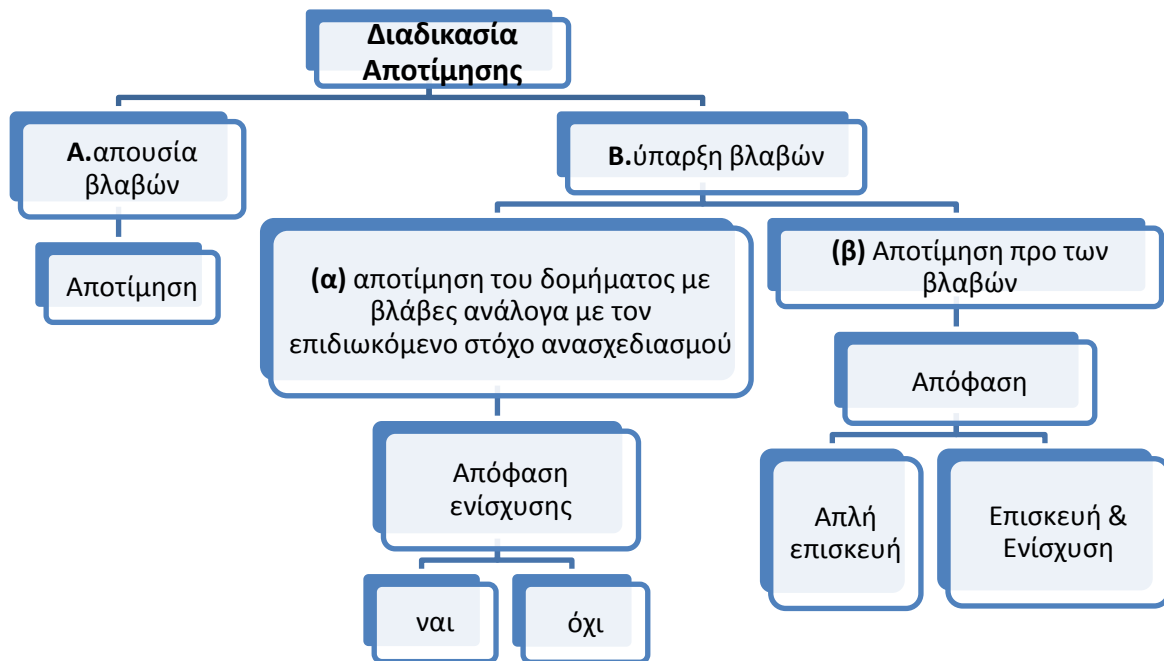
Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο:

Στην περίπτωση που **δεν υπάρχουν βλάβες**, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

Στην περίπτωση που ήδη **υπάρχουν βλάβες**, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

(i) Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι. Το σκέλος αυτό της αποτίμησης πρακτικώς έχει εφαρμογή όταν οι βλάβες είναι περιορισμένες. Επιτρέπεται να παραλείπεται όταν κατά την κρίση του μελετητή Μηχανικού απαιτείται οπωσδήποτε επέμβαση, οπότε εφαρμόζονται τα αναφερόμενα στο επόμενο σκέλος (ii).

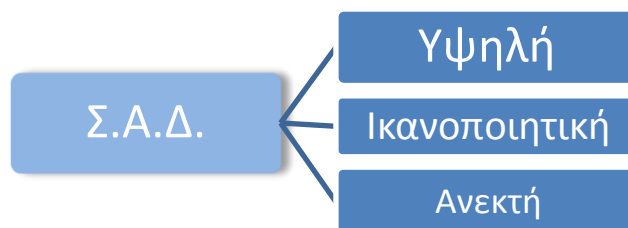
(ii) Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ των βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν (επισκευασθούν) οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.



2.1.3 Συλλογή στοιχείων

Η συλλογή των απαιτούμενων για την αποτίμηση στοιχείων διέπεται από τις ακόλουθες αρχές:

- ▶ Τα δεδομένα που απαιτούνται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων, όπου είναι δυνατόν, θα διασταυρώνονται μεταξύ τους και θα βαθμονομούνται καταλλήλως.
- ▶ Το πρόγραμμα των επιτόπου και των εργαστηριακών διερευνήσεων συνιστάται να συντάσσεται, η δε εκτέλεσή του να εποπτεύεται, από τον μελετητή Μηχανικό της αποτίμησης, ανάλογα με τις ειδικότερες ανάγκες της μελέτης.
- ▶ Η αξιοπιστία των συλλεγομένων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη στην αποτίμηση των υφισταμένων δομημάτων και στη διαμόρφωση στρατηγικών επέμβασης. Υιοθετούνται τρεις **στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων** (Σ.Α.Δ.), η «Υψηλή», η «Ικανοποιητική», η «Ανεκτή».

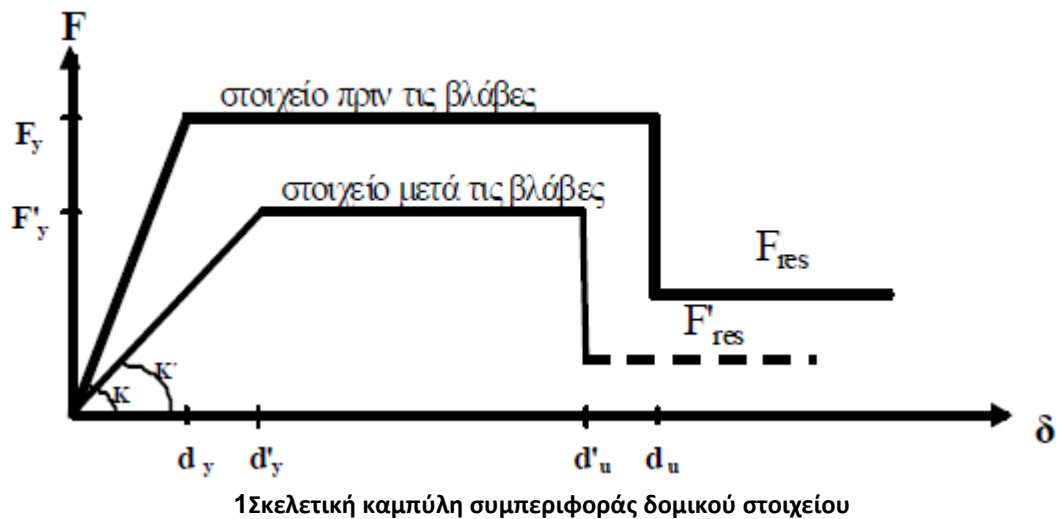


2.1.4 Αρχές αποτίμησης

2.1.4.1 Γενικά

Οι βασικές αρχές που ακολουθεί η αποτίμηση των υφιστάμενων κτιρίων ανάλογα με τα φορτία που προβλέπεται να παραλάβει ο υπάρχων φέροντας οργανισμός, είναι οι παρακάτω:

- Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνο **κατακορύφων φορτίων**, η αποτίμησή του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, αλλά σε κάθε περίπτωση **συντηρητικές μεθόδους**. Στην περίπτωση αυτή, η ακρίβεια της χρησιμοποιούμενης μεθόδου αποτίμησης πρέπει να προσαρμόζεται προς τον επιδιωκόμενο στόχο.
- Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο **κατακορύφων όσο και σεισμικών φορτίων**, τότε η αποτίμηση πρέπει να γίνεται με βάση τα παρακάτω:
 1. Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους, και ειδικά στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοσθεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.
 2. Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλομένων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοσθούν.
 3. **Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων, συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.**
 4. Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά αδρομερή προσέγγιση τόσο τη **μορφή** όσο και τη **θέση** των **ουσιωδών** αυτών **βλαβών**. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν **παραμετρικές αναλύσεις** προκειμένου να επιτευχθεί **η ερμηνεία των βλαβών** κατά μορφή και θέση.
 5. Σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή/και αναγκαία μια **ταχεία εκτίμηση** της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες ή φθορές.

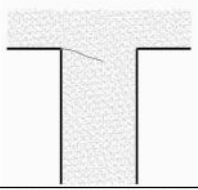
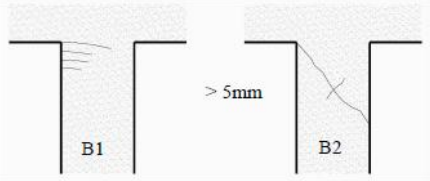
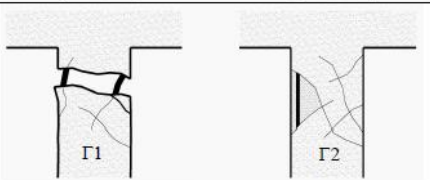
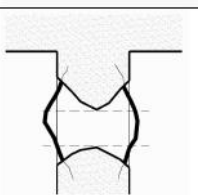


Αναλόγα με τον τύπο και τον βαθμό βλάβης ορίζονται συντελεστές r απομείωσης των μηχανικών χαρακτηριστικών ,ως εξής:

$$r_k(=K'/K) \leq r_R (=F'_y/F_y) \leq r_{du}(=d'_u/d_u).$$

- $r=1$ για την αρχική κατάσταση του στοιχείου πριν από τις βλάβες
- $r=0$ για πλήρη αστοχία και ουσιαστική απώλεια του βλαμμένου στοιχείου με εξάντληση και της πλαστιμότητάς του
- $r \leq 0.75$ για ουσιώδεις βλάβες

Ταχεία εκτίμηση των δεικτών βλάβης

Περιορισμένης σπουδαιότητας	Ελαφρές βλάβες	A		$< 2\text{mm}$	$d=0$
		B		$> 5\text{mm}$ $< 3\text{mm}$	$d \ll$
Επηρεάζουν την ασφάλεια του συνόλου	Σοβαρές	Γ			$d < 1\%$
	Βαριές	Δ ή Δ/Ε		Λυγισμός ή και θραύση ράβδων, άνοιγμα ή και θραύση συνδετήρων	$d > 2\%$

2 Τυπικοί βαθμοί βλαβών υποστυλωμάτων+δοκών
(Όπου d η σχετική μετακίνηση των άκρων του στοιχείου)

Τυπ. Βαθμός	Περιγραφή βλάβης	r_K	r_R	r_{du}	F(=R)
A	Ελαφρές καμπτικές (καθόλου διατμ.) βλάβες. Απλές, μεμονωμένες ρωγμές περίπου κάθετες στον άξονα του στοιχείου, $< 2\text{mm}$, απουσία λοξών ρωγμών	0,95	1,00	1,00	M ή V
A/B	Ελαφρές καμπτικές ή διατμητικές βλάβες. 1. Ρωγμές (μάλλον πολλαπλές) περίπου κάθετες στον άξονα του στοιχείου ($< 2\text{mm}$), λοξές ρωγμές ($< 1\text{mm}$). Απουσία εμφανών μόνιμων μετακινήσεων ή λυγισμού. Απουσία αποφλοιώσης. 2. Μέτριες ρωγμές περίπου κάθετες στον άξονα του στοιχείου ($3+5\text{mm}$), λοξές ρωγμές ($1+2\text{mm}$). Απουσία εμφανών μόνιμων μετακινήσεων ή λυγισμού. Μικρή αποφλοιώση.	0,90 0,80	1,00 0,90	1,00 1,00	M V
		0,70 0,50	0,90 0,80	0,95 0,90	M V
B	Σοβαρές καμπτικές/μέτριες διατμητικές βλάβες. Ρωγμές περίπου κάθετες στον άξονα του στοιχείου ($> 5\text{mm}$), λοξές ρωγμές ($< 3\text{mm}$). Απουσία μετακινήσεων ή λυγισμού. Αποφλοιώση.	0,55 0,40	0,80 0,60	0,90 0,80	M V
Γ/Δ	Σοβαρές έως βαριές βλάβες. 1. Καμπτικές. Λυγισμός ράβδων και αποφλοιώση, αποδιοργάνωση πυρήνα ή έντονη διαμετρής ρηγμάτωση, με ολίσθηση, ή μόνιμη μετακίνηση των άκρων $1+2\% l$. 2. Διατμητικές. Έντονες λοξές ρωγμές ($> 3\text{mm}$), μάλλον πολλαπλές, χιαστί ή απλώς διαγώνιες, μικρές αλλά αισθητές μόνιμες μετακινήσεις των άκρων του στοιχείου.	0,30	0,50	0,70	M
		0,20	0,30	0,60	V
Δ (ή Δ/Ε)	Πλήρης αστοχία, απόλεια στοιχείου. Λυγισμός ή/και θραύση ράβδων, ή άνοιγμα (ή θραύση) συνδ/ρων, ή ρωγμή $> 10\text{mm}$, ή μόνιμη μετακίνηση των άκρων $> 2\% l$ (συμπεριλαμβανομένης και της ενδεχόμενης ολίσθησης).	0	0	0	M ή V

3 Μειωτικοί συντελεστές r για βλαμμένα στοιχεία

2.1.4.2 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης

- Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δε συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων. Για τον υπολογισμό της έντασης του φορέα λόγω μη σεισμικών

δράσεων, όπως λόγω κατακορύφων φορτίων, θα χρησιμοποιούνται προσομοιώματα χωρίς τοίχους πλήρωσης ή προσομοιώματα που δε θα προκαλούν ένταση στους τοίχους πλήρωσης.

- ▶ Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνιστάται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Η συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης εν γένει συμβάλλει στην ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του δομήματος υπό τις σεισμικές δράσεις ιδίως κατά τη φάση της αποτίμησης.
- ▶ Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για το φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Η εκτίμηση της δυσμενούς ή ευμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων γίνεται απο το μελετητή Μηχανικό, επισημαίνεται όμως η δυσκολία της εκτίμησης, ιδίως όταν δε διατίθενται στοιχεία αναλύσεων και υπολογισμών. Συνεπώς, η εκτίμηση αυτή θα είναι ασφαλέστερη εάν εξ αρχής εισαχθούν οι τοιχοπληρώσεις στα προσομοιώματα των αναλύσεων.

2.1.5. Διερεύνηση & τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφισταμένου Δομήματος

2.1.5.1 Γενικά

Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή επέμβαση, απαιτείται η διερεύνηση και η τεκμηρίωση του υφισταμένου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

Προς τούτο απαιτείται:

- ▶ η **αποτύπωση** του δομήματος και της κατάστασής του,
- ▶ η σύνταξη του **ιστορικού** της κατασκευής και της συντήρησής του,
- ▶ η καταγραφή των τυχόν **βλαβών ή φθορών**
- ▶ καθώς και η εκτέλεση επιτόπου **διερευνητικών εργασιών** και μετρήσεων.

2.1.5.2 Αξιοπιστία των δεδομένων

Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από σειρά παραγόντων και επηρεάζει καθοριστικά τους υπολογισμούς των δράσεων και των αντιστάσεων. Γι' αυτό θα πρέπει να είμαστε σε θέση κάθε φορά να αξιολογήσουμε τα δεδομένα και να χρησιμοποιήσουμε τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας ανάλογα με την εμπιστοσύνη που έχουμε στις πληροφορίες που έχουμε συλλέξει.

Μερικές παράμετροι που καθορίζουν την Σ.Α.Δ. είναι:

- Διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης
- Χρονική περίοδος κατασκευής του κτιρίου
- Ποιότητα υλικών και τρόπος δόμησης
- Λεπτομέρειες οπλίσεως, αγκυρώσεως και αναμονών
- Τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων

- Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

2.1.5.3 Εκτίμηση κατάστασης υφισταμένου δομήματος

Στη φάση αυτή συλλέγονται δεδομένα από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, από σχετικά υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες και από επιτόπου διερευνήσεις και ελέγχους.

Απαιτούμενες πληροφορίες:

- Προσδιορισμός του δομητικού συστήματος
- Πληροφορίες σχετικά με τις δομητικές αλλαγές από την εποχή κατασκευής, οι οποίες πιθανόν μεταβάλλουν τη συμπεριφορά και την απόκριση του κτιρίου
- Προσδιορισμός των συνθηκών του υπεδάφους
- Προσδιορισμός του τύπου και των χαρακτηριστικών θεμελίωσης του κτιρίου
- Προσδιορισμός της κατηγορίας περιβαλλοντικών συνθηκών, ενδεχομένως βλαπτικών για τα στοιχεία του δομήματος
- Πληροφορίες σχετικά με τις διαστάσεις και τις διατομές των δομικών στοιχείων του κτιρίου και σχετικά με την κατάσταση των υλικών που τα απαρτίζουν, του τρόπου δόμησης και κατασκευής
- Περιγραφή της πραγματικής χρήσης του κτιρίου, μέσω του προσδιορισμού της κατηγορίας σπουδαιότητας.
- Εκτίμηση των κινητών φορτίων, λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική χρήση του εκάστοτε χώρου του κτιρίου.
- Πληροφορίες σχετικά με την ποιότητα των υφισταμένων υλικών
- Πληροφορίες σχετικές με τον τύπο και την έκταση προηγούμενων και σημερινών δομητικών βλαβών και φθορών, συμπεριλαμβανομένων και προηγούμενων μέτρων επισκευής ή ενίσχυσης.
- Πληροφορίες αναφορικά με αναγνωρίσιμα σημαντικά σφάλματα στη μελέτη και ελαττώματα των υλικών.
- Γεωμετρικές μετρήσεις :
 - ❖ Διαστάσεις των διατομών, του μήκους των δομικών στοιχείων και του πάχους των τελειωμάτων, όπως κατασκευάστηκαν
 - ❖ Χωροσταθμίσεις, μετρήσεις εκκεντροτήτων, αποκλίσεων
 - ❖ Εύρος ρωγμών ή αποκολλήσεις σε κατασκευές από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία.
- Παραμορφώσεις και ασυνέχειες σε αρμούς, μετατοπίσεις
- Παραμένουσες παραμορφώσεις
- Χρονική εξέλιξη των ανωτέρω χαρακτηριστικών, ιδιαίτερα λόγω μετασεισμών (ενδεχόμενη εγκατάσταση αισθητήρων παρακολούθησης).

Σημειώνεται ότι η αδυναμία συλλογής τόσο λεπτομερών πληροφοριών και η ύπαρξη αβεβαιοτήτων μπορεί να καλύπτεται με την Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

2.1.5.4 Ιστορικό

Η σύνταξη του ιστορικού του δομήματος περιλαμβάνει τη συγκέντρωση πληροφοριών αναφορικά με:

- Τις φάσεις κατασκευής
- Μεταγενέστερες επεμβάσεις
- Εμφάνιση βλαβών ή φθορών κατά το παρελθόν και τρόπος αποκατάστασης τους
- Έκτακτες δράσεις (σεισμοί, πυρκαγιά, πρόσκρουση, κατασκευή γειτονικού έργου)

2.1.5.5 Αποτύπωση Φέροντος Οργανισμού

Εφόσον υπάρχει μελέτη και έχει διαπιστωθεί ότι έχει εφαρμοστεί επαρκώς, τότε η μελέτη επεμβάσεων μπορεί να βασιστεί στα υπάρχοντα σχέδια του φέροντος οργανισμού.

Σε αντίθετη περίπτωση η σύνταξη κατάλληλων σχεδίων του Φ.Ο. (αποτύπωση) είναι επιβεβλημένη.

Στην αποτύπωση του Φ.Ο. συμπεριλαμβάνεται επίσης η αποτύπωση των αφανών στοιχείων με διερευνητικές τομές και η καταγραφή των βλαβών.

2.1.5.6. Καταγραφή βλαβών

Οι βλάβες ή φθορές πρέπει να σημειώνονται στα σχέδια της αποτύπωσης, με τις απαραίτητες επεξηγήσεις.

Ο όρος «βλάβη» περιλαμβάνει κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των τοιχοπληρώσεων.

Δηλαδή, με τον όρο βλάβη εννοούμε:

- ▶ Σημαντικές παραμορφώσεις ή αποκλίσεις
- ▶ Ρηγματώσεις ή αποκολλήσεις
- ▶ Τοπικές αστοχίες και θραύσεις
- ▶ Απομειώσεις διατομών, απολεπίσεις και αποφλοιώσεις
- ▶ Διάβρωση οπλισμών ή προσβολή σκυροδέματος

Ακόμα, στις βλάβες συμπεριλαμβάνονται και οι φθορές λόγω φυσικοχημικών δράσεων.

Επιπλέον, πρέπει να καταγράφονται και να λαμβάνονται καταλλήλως υπόψη και οι κακοτεχνίες, καθώς η ένταση και η έκτασή τους συνδέονται άμεσα με την απομένουσα φέρουσα ικανότητα των στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

2.1.5.7. Διερευνητικές εργασίες

Για την συγκέντρωση στοιχείων χρήσιμων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου ο Μηχανικός συντάσσει πρόγραμμα διερευνητικών εργασιών, που περιλαμβάνει κατάλληλες μετρήσεις και δοκιμές στο εργαστήριο ή επί τόπου.

Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου στοιχείου διακρίνονται διάφορα τμήματα της διερεύνησης:

- ▶ Αποτύπωση αφανών στοιχείων
- ▶ Χαρακτηριστικά των υλικών και του τρόπου δόμησης
- ▶ Έδαφος θεμελίωσης

2.1.5.7.1 Αποτύπωση αφανών στοιχείων

Η αποτύπωση των αφανών στοιχείων είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό:

- Της μορφής του Φ.Ο.
- Του είδους και της γεωμετρίας του οργανισμού πληρώσεως
- Των λεπτομερειών δόμησης των τοίχων πληρώσεως
- Των διατομών και της διάταξης του οπλισμού στα δομικά στοιχεία Ο.Σ.
- Των λεπτομερειών όπλισης
- Άλλων υλικών που ενδέχεται να συνυπάρχουν στον Φ.Ο. π.χ. ξύλα, μέταλλα.

Σε κτίρια για τα οποία υπάρχει μελέτη η αποτύπωση αφανών στοιχείων μπορεί να περιορίζεται σε δειγματοληπτικό έλεγχο για επιβεβαίωση της εφαρμογής των σχεδίων. Ειδικά για τις λεπτομέρειες όπλισης, **τρεις (3) διερευνητικές τομές ανά κατηγορία εξεταζόμενου δομικού στοιχείου** θεωρούνται απαραίτητες. Απαιτείται ιδιαίτερη έμφαση στα μήκη αγκύρωσης και ένωσης ράβδων με παράθεση σε κρίσιμες περιοχές καθώς και στις λεπτομέρειες των συνδετήρων.

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν σχέδια πρέπει η έκταση της διερεύνησης να είναι ικανή να δώσει αξιόπιστες πληροφορίες για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Επομένως, απαιτείται να γίνει επιλογή των σημείων ελέγχου ανάλογα με τη σημασία κάθε στοιχείου για την αντισεισμική ικανότητα του κτιρίου.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την εκτίμηση μεγεθών που είναι δύσκολο να μετρηθούν ευθέως είναι χρήσιμη η **γνώση των συνθηκών και των συνηθειών** που επικρατούσαν την **εποχή κατασκευής** του κτιρίου, ώστε σε συνδυασμό με ένα ελάχιστο πλήθος διερευνητικών τομών, να είναι δυνατή η συναγωγή αξιόπιστων συμπερασμάτων.

2.1.5.7.2. Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης

Τα ζητούμενα χαρακτηριστικά είναι κατά κύριο λόγο:

- 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 πλήρωσης όταν πρόκειται να ληφθεί υπόψη η συμπεριφορά τους

2.1.5.7.3. Έδαφος θεμελίωσης

Οι συνθήκες στήριξης του κτιρίου στο έδαφος, αποτελούν σημαντικό παράγοντα για την ακρίβεια των αναλύσεων της ανωδομής.

Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις περιπτώσεις κατά τις οποίες υπάρχει υπόνοια αστοχίας της θεμελίωσης του υφισταμένου κτιρίου, όπου ακόμα και εάν διατίθεται εδαφοτεχνική έρευνα, μπορεί να είναι αναγκαία και νέα έρευνα εδάφους.

Επίσης, μπορεί να διερευνάται η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής και να γίνεται συμπληρωματική έρευνα εδάφους κατά την αιτιολογημένη κρίση του Μηχανικού.

2.1.6. Διαδικασία διάγνωσης βλαβών

2.1.6.1 Γενικά

Η διαδικασία διάγνωσης βλαβών περιλαμβάνει το συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης της κατασκευής με τις κατάλληλες ενόργανες μεθόδους, με σκοπό την απόκτηση επαρκών στοιχείων για την κατάσταση της κατασκευής. Επίσης, η θέση και η επιλογή των προς εξέταση δειγμάτων είναι σημαντική για την εξαγωγή σωστών συμπερασμάτων που αφορούν το σύνολο του φορέα. Ο αριθμός των ελέγχων πρέπει να επαρκεί για την επιλογή της σωστής στρατηγικής επεμβάσεων και την καλή εκτίμηση του συνολικού τμήματος της κατασκευής που χρίζει επισκευών.

Για τη διεξαγωγή των ελέγχων απαιτείται πεπειραμένο συνεργείο, το οποίο σε συνεργασία με το μελετητή Μηχανικό πρέπει να διασφαλίσει τα ακόλουθα:

- Την εφαρμογή των κατάλληλων μεθόδων διάγνωσης βλαβών στην πράξη, συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας του απαραίτητου εξοπλισμού. Την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου και θέσης ελέγχου ανάλογα με το είδος της βλάβης.
- Την ορθή και λεπτομερή περιγραφή των αποτελεσμάτων της έρευνας, καθώς και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων αυτών.

Επιτόπου, μία εξιθανικευμένη διάγνωση ξεκινά πάντα με έναν οπτικό έλεγχο που σκοπό έχει την απόκτηση μιας εποπτικής εικόνας του κτηρίου και των βλαβών που έχει υποστεί. Ο οπτικός έλεγχος μπορεί να εντοπίσει τις εξωτερικές ενδείξεις των προχωρημένων σταδίων της διάβρωσης, δηλαδή τις ρωγμές και την τοπική εκτίναξη του σκυροδέματος. Οι οπτικές παρατηρήσεις καταγράφονται σε πρόχειρα σχέδια κατόψεων και όψεων.

Τα σχέδια πρέπει να περιλαμβάνουν την ταυτότητα και τον προσανατολισμό των ελεγχόμενων στοιχείων. Όταν ολοκληρωθεί ο οπτικός έλεγχος, γίνεται μία «υπόθεση εργασίας» σχετικά με την αιτία των βλαβών. Με βάση την υπόθεση αυτή, επιλέγονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών που θα εφαρμοστούν καθώς και οι θέσεις των προς εξέταση περιοχών.

Αφού προσδιοριστούν οι θέσεις, μετρούνται κατακόρυφες αποστάσεις, συνήθως από το επίπεδο του εδάφους. Οριζόντιες αποστάσεις πρέπει επίσης να μετρηθούν από μία καλώς ορισμένη θέση αναφοράς (π.χ. γωνία κάποιου συγκεκριμένου υποστυλώματος).

Όταν όλοι οι προγραμματισμένοι έλεγχοι έχουν ολοκληρωθεί, οι οπτικές παρατηρήσεις και τα αποτελέσματα των ελέγχων πρέπει να συνεκτιμηθούν έτσι ώστε να καθοριστεί επακριβώς η αιτία, η έκταση, και η πιθανή περαιτέρω

ανάπτυξη βλαβών. Εάν ο ακριβής καθορισμός δεν είναι δυνατός, συμπληρωματικοί έλεγχοι πρέπει να επιλεγούν και να εκτελεστούν.

Εφόσον τα αποτελέσματα των ελέγχων δεν επαληθεύουν την αρχική υπόθεση για την αιτία των βλαβών, αυτή πρέπει να αναθεωρηθεί. Επομένως, ενδέχεται να απαιτηθεί η εκτέλεση συμπληρωματικών ελέγχων για την επιβεβαίωση της αναθεωρημένης υπόθεσης.

2.1.6.2 Μέθοδοι και όργανα ελέγχου

Υπάρχει μεγάλη ποικιλία ελέγχων διάγνωσης βλαβών που χρησιμοποιούνται για τη διερεύνηση τόσο των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος όσο και της διαβρωτικής δράσης ουσιών στο σκυρόδεμα και στο χάλυβα του οπλισμού. Οι έλεγχοι αποσκοπούν κυρίως στην εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος και στον προσδιορισμό περιοχών που χαρακτηρίζονται από μεγάλη διαπερατότητα, ρηγματώσεις, αποφλοιώσεις, μειωμένη πυκνότητα, κ.λπ.

Διακρίνουμε τέσσερις κύριες κατηγορίες ελέγχων:

- ▶ Μη καταστροφικοί
- ▶ Ημικαταστροφικοί
- ▶ Επιτόπου χημικοί
- ▶ Καθολική φόρτιση

Εκτός από τις παραπάνω κύριες κατηγορίες διάγνωση βλαβών, μία κατασκευή μπορεί επίσης να υποβληθεί και σε άλλους συμπληρωματικούς ελέγχους για την εξαγωγή συμπερασμάτων όσον αφορά την εμφάνιση βλαβών, όπως:

A. Έλεγχοι της γεωμετρίας των δομικών στοιχείων του φορέα:

- Μετρήσεις των διαστάσεων των διατομών και του μήκους των μελών και των τελειωμάτων, όπως κατασκευάστηκαν.
- Μετρήσεις του εύρους των ρωγμών στο σκυρόδεμα ή στη φέρουσα τοιχοποιία.
- Μετρήσεις των παραμενουσών παραμορφώσεων (συνιστάται χρήση τοπογραφικών οργάνων).
-

B. Έλεγχοι της θεμελίωσης και του εδάφους έδρασης:

- Μέτρηση των διαστάσεων των θεμελιώσεων και αξιολόγηση με την εκσκαφή τάφρων ελέγχου.
- Λήψη και εξέταση δειγμάτων υπεδάφους.

Οι κυριότερες μέθοδοι παρουσιάζονται παρακάτω:

Μη καταστροφικοί:

1. Οπτικός Έλεγχος

Ο οπτικός έλεγχος διεξάγεται με γυμνό μάτι, όταν το επιτρέπει η κατάσταση της επιφάνειας του υλικού, αλλά και με τη χρήση οργάνων όπως μικροσκόπια, τηλεσκόπια, προβολείς, ενδοσκόπια.

Επιπλέον, στις οπτικές μεθόδους εντάσσονται και οι μέθοδοι της φωτοελαστικότητας, της ολογραφίας και των καυστικών, όπου γίνεται χρήση της φυσικής οπτικής με θεώρηση της κυματικής φύσης του φωτός.

Περιλαμβάνει:

- ▶ Αναγνώριση του χώρου ελέγχου.
- ▶ Εντοπισμό ενδείξεων για βλάβες του φέροντος οργανισμού (ρωγμές, αποφλοιώσεις, κ.λπ.).
- ▶ Εντοπισμό των σημείων που ενδείκνυνται για την λήψη των δειγμάτων και την πραγματοποίηση των δοκιμών, αν αυτό δεν έχει ήδη προσδιοριστεί.
- ▶ Φωτογραφική τεκμηρίωση των ευρημάτων.
- ▶ Επί τόπου αξιολόγηση και, αν είναι εφικτό, πιθανώς διερευνητικές τομές.
- ▶ Συνολική αξιολόγηση των ευρημάτων.
- ▶ Εξαγωγή συμπερασμάτων και ένταξή τους στην Τεχνική Έκθεση.

2. Κρουσιμέτρηση:



Η μέθοδος του κρουσίμετρου είναι μια μη καταστρεπτική μέθοδος εκτιμήσεως της αντοχής του σκυροδέματος, η οποία βασίζεται στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας των δομικών στοιχείων που εξετάζονται.

Με την μέθοδο αυτή εξετάζεται η ποιότητα του σκυροδέματος της εξωτερικής επιφάνειας των κατασκευών και σε βάθος έως 30mm περίπου.

3. Υπερηχοσκόπηση:



Η μέθοδος των υπερήχων αποτελεί μία έμμεση μη καταστρεπτική μέθοδο. Με την χρήση συσκευής παραγωγής ηχητικών κυμάτων, η οποία διαθέτει πομπό και δέκτη, μετράται η ταχύτητα διάδοσης του ηχητικού κύματος μέσα από το σώμα του σκυροδέματος. Από την μετρούμενη ταχύτητα διάδοσης του κύματος είναι δυνατόν να εξαχθούν ποιοτικά και ποσοτικά συμπεράσματα αναφορικά με την αντοχή του σκυροδέματος και την δομή του

(σπηλαιώματα, ρηγματώσεις, κ.λπ.)

4. Μαγνητογράφιση Οπλισμού:



Η συγκεκριμένη μέθοδος αποσκοπεί στον εντοπισμό και αποτύπωση των ράβδων οπλισμού σκυροδέματος και το πάχος επικάλυψης του οπλισμού. Σε πολλές περιπτώσεις η μέθοδος συνδυάζεται με περιορισμένες διερευνητικές τομές.

5. Θερμογραφία:



Η θερμογραφία επιτυγχάνει, μέσω της καταγραφής της υπέρυθρης ακτινοβολίας τον προσδιορισμό στοιχείων όπως, η ύπαρξη διαφορετικών υλικών πίσω από μία ενιαία επιφάνεια, οι εσωτερικές ανωμαλίες και ρωγμές σε επιφάνειες σκυροδέματος, οι αλλαγές στη σύσταση του σκυροδέματος και η μέτρηση της υγρασίας του σκυροδέματος.

Ημι- καταστροφικοί:

6. Πυρηνοληψία:

Η πυρηνοληψία αποτελεί μία ιδιαίτερως αξιόπιστη ημικαταστροφική μέθοδο η οποία βασίζεται στην διάτρηση και αποκοπή κυλινδρικού δοκιμίου.



Μέσω της μεθόδου λήψης δοκιμίου δομικού στοιχείου επιτυγχάνεται:

- ο προσδιορισμός της αντοχής σε θλίψη
- ο προσδιορισμός του βαθμού ενανθράκωσης
- ο προσδιορισμός της αντοχής σε εφελκυσμό από διάρρηξη
- η εύρεση του μέτρου ελαστικότητας
- η εύρεση του λόγου Poisson
- ο προσδιορισμός του μεγέθους αδρανών
- ο εντοπισμός ρωγμών ή άλλων αστοχιών στη μάζα του σκυροδέματος
- η πιθανή διάβρωση του οπλισμού
- ο προσδιορισμός της υγρασίας
- ο προσδιορισμός της υδατοαπορροφητικότητας
- ο προσδιορισμός του πορώδους
- ο προσδιορισμός της μάζας και του φαινόμενου βάρους
- ο προσδιορισμός της αποτελεσματικότητας επεμβάσεων όπως ρητινενέσεων

7. Μέθοδος εφελκυσμού χάλυβα

Η μέθοδος εφελκυσμού του χάλυβα βασίζεται στην αποκοπή τμήματος χάλυβα οπλισμού και στον εργαστηριακό εφελκυσμό του. Αρχικά, πριν την διαδικασία του εφελκυσμού, διαπιστώνεται ο βαθμός διαβρώσεως του χάλυβα οπλισμού.



Με τη δοκιμή του εργαστηριακού εφελκυσμού προσδιορίζεται:

- Το όριο διαρροής του χάλυβα
- Το όριο θραύσης του χάλυβα
- Η παραμόρφωση θραύσεως

Επιτόπου Χημικοί Έλεγχοι:

8. Έλεγχος του βαθμού ενανθράκωσης:

Με χρήση διαλύματος φαινολοφθαλεΐνης σαν χρωματικό δείκτη προσδιορίζεται το πάχος της ενανθρακωμένης ζώνης του σκυροδέματος.

Πιο συγκεκριμένα, μετά τον ψεκασμό φρεσκοκομμένου σκυροδέματος με διάλυμα φαινολοφθαλεΐνης, οι ενανθρακωμένες περιοχές που έχουν Ρh μικρότερο από 8,2 παραμένουν άχρωμες, ενώ οι περιοχές με Ρh > 8,2 αποκτούν ροδοκόκκινη απόχρωση.

2.2 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ & ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

2.2.1 Γενικά

1. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «**στάθμες επιτελεστικότητας**» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.
2. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν 2.1) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη **«ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου»** (σεισμός σχεδιασμού).
3. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον **φέροντα οργανισμό**. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη-φέροντα οργανισμό. Η σχετική

πρόβλεψη του ΕΚ 8-3 υπηρετείται με τον ακόλουθο Πίνακα 2.1. Σε περίπτωση δύο (2) στόχων επανελέγχου, τα δυνατά ζεύγη είναι Β1 και Α2 ή Γ1 και Β2.

Στην περίπτωση κατά την οποία επιτρέπεται η χρήση καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (α) για το σύνολο του δομήματος, η επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού συνεπάγεται τη χρήση κατάλληλα τροποποιημένου δείκτη.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίν.2.2.1 :Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

2.2.2. Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 όσο και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, έχουν καθορίσει για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών, τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Ο διαχωρισμός τους, γίνεται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται και ορίζονται ως εξής:

- ▶ Οριακή κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (EC8) – Άμεση Χρήση (ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- ▶ Οριακή κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (EC8) – Προστασία Ζωής (ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- ▶ Οριακή κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (EC8-ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής, ειδικώς για τις ανάγκες του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων:

- **«Περιορισμένες Βλάβες» (Α)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτηρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.
- **«Προστασία ζωής» (Β)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτηρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτήριο υλικά.
- **«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον

σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Αξίζει να σημειωθεί, ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων οικοδομικών έργων, που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-1 (§4.2.5(4)), επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής.

Ανάλογα με την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και θεωρώντας ότι η συμβατική διάρκεια ζωής μιας κατασκευής είναι περίπου 50 χρόνια, η σεισμική δράση σχεδιασμού μπορεί να έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% ή 50% στον χρόνο αυτό. Γίνεται αντιληπτό, ότι τα κριτήρια που υπεσέρχονται στις αποφάσεις αποτίμησης και ενδεχόμενης ανάγκης ενίσχυσης, είναι η σεισμική δράση σχεδιασμού και η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για τη δράση αυτή.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3		

4Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

2.2.3.Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Πριν την επιλογή των κριτηρίων επιτελεστικότητας, είναι απαραίτητο να γίνει ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής που φορτίζονται, λόγω των μετακινήσεων των οποίων επιβάλλονται στην κατασκευή από τα σεισμικά φορτία,σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα.

Ως **πρωτεύοντα**, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτηρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση, όπως π.χ τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα κτλ. Όλα τα υπόλοιπα στοιχεία, όπως π.χ. οι τοίχοι πλήρωσης, τα φυτευτά υποστυλώματα, κτλ., χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Ο χαρακτηρισμός ενός στοιχείου ως **δευτερεύοντος**, αποδίδεται σε στοιχεία των οποίων η συνεισφορά στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, είτε δεν είναι σημαντική, είτε δεν μπορεί να καθοριστεί με βεβαιότητα λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας.

Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, επιτρέπει στο μηχανικό να διακρίνει τη συμπεριφορά των στοιχείων, που είναι κρίσιμα για την αποφυγή της κατάρρευσης λόγω σεισμού, από τη συμπεριφορά αυτών που δεν είναι κρίσιμα. Για μία δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, οι περιορισμοί που ισχύουν για τα πρωτεύοντα στοιχεία όσον αφορά στα μεγέθη πλαστικής στροφής και απομένουσας αντοχής είναι πολύ αυστηρότεροι από αυτούς που ισχύουν για τα δευτερεύοντα, τα οποία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και βλάβες. Σε κάθε περίπτωση βέβαια, η ικανότητα των δευτερεύοντων στοιχείων, να παραλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας που φέρουν για τη μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση, πρέπει να είναι εξασφαλισμένη.

Η διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα είναι ιδιαίτερα χρήσιμη και σκόπιμη σε περιπτώσεις όπου:

- Σε έναν γενικώς επαρκή, από αντισεισμικής πλευράς, φορέα υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία, που είναι πρακτικώς αδύνατο να πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας του παρόντος Κανονισμού, χωρίς όμως η αδυναμία αυτή να συνεπάγεται αναπόφευκτη αδυναμία του φορέα (πρόκειται ουσιαστικώς για την παραδοχή αυξημένου βαθμού βλάβης ορισμένων στοιχείων). Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι δοκοί **συζεύξεως τοιχωμάτων** και εν γένει οι σχετικά **μικρού μήκους δοκοί** που συμβάλλουν σε τοιχώματα (εφόσον δεν έχουν οπλισθεί με κατάλληλους οπλισμούς), οι δοκοί με **έμμεσες στηρίξεις επί δοκών**, τα **φυτευτά υποστρώματα** σε περιπτώσεις ρετιρέ κ.λπ. Τέτοια στοιχεία μπορεί να χαρακτηρισθούν ως δευτερεύοντα και ο έλεγχος της επάρκειας του φορέα να γίνει χωρίς αυτά (π.χ. θεώρηση «αρθρωτής» συνδέσεώς τους με τον κύριο φορέα).
- Κατά τον ανασχεδιασμό του κτηρίου, χρησιμοποιούνται νέοι φορείς (τοιχώματα, δικτυώματα και, σπανιότερα, πλαίσια) οι οποίοι σχεδιάζονται για να αναλάβουν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων. Ο υφιστάμενος (πριν από την επέμβαση) φορέας μπορεί τότε να χαρακτηρισθεί ως δευτερεύων.

2.2.4. Στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Αποτελεί αναμφισβήτητο γεγονός ότι οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται τόσο στην αποτίμηση όσο και στον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών ενδέχεται να υπόκεινται σε **σφάλματα σημαντικότερα** από ό,τι στην περίπτωση των νέων κατασκευών. Για το λόγο αυτό, στον τομέα των επισκευών εισάγεται η έννοια της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορά είτε σε δράσεις είτε σε αντιστάσεις. Η Σ.Α.Δ. εκφράζει την **επάρκεια των πληροφοριών** περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, ωστόσο, δεν ορίζεται με βάση τη διασπορά των αποτελεσμάτων των διερευνητικών εργασιών· λαμβάνεται ήδη υπόψη κατά τη φάση της αξιολόγησης και επηρεάζει την «αντιπροσωπευτική» τιμή κάθε μεγέθους. Δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο, γεγονός σπάνιο. Αντίθετα, προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες των απαραίτητων πληροφοριών. Μάλιστα, για την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης που πρόκειται να εφαρμοστούν θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη – λιγότερο αξιόπιστη - στάθμη.

Όπως έχει ήδη προαναφερθεί, διακρίνονται τρεις Σ.Α.Δ.: «**Υψηλή**», «**Ικανοποιητική**» και «**Ανεκτή**». Αυτές ανταποκρίνονται στα κύρια φέροντα στοιχεία (§1.4.1) ενώ για τα δευτερεύοντα ισχύει ότι μπορούν να λαμβάνονται υπόψη έστω και με ανεπαρκέστερα δεδομένα. Στην περίπτωση αυτή εφαρμόζονται όσα ισχύουν για «Ανεκτή» Σ.Α.Δ. Επιδιώκοντας μία εναρμόνιση με το αντίστοιχο ευρωπαϊκό πρότυπο της αποτίμησης και των ενισχύσεων (EC8 – Part3), το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αντιστοιχίζει τις παραπάνω Σ.Α.Δ. στα τρία Επίπεδα Γνώσης: **ΕΓ1 (περιορισμένη)**, **ΕΓ2 (κανονική)** και **ΕΓ3 (πλήρης)** με τα οποία προσδιορίζεται η μέθοδος ανάλυσης και οι συντελεστές εμπιστοσύνης (CF).

- **ΕΓ1:** Γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση

- **ΕΓ2:** Γραμμική ή μη - γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση
- **ΕΓ3:** Γραμμική ή μη - γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση

2.2.4.1. Γενική ανίσωση ασφαλείας

Έτσι, ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας (γ_f) για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους συντελεστές (γ_{sd}), ενώ για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών γίνεται χρήση των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας (γ_m) σε συνδυασμό με τους (γ_{Rd}) για τον έλεγχο της γενικής ανίσωσης ασφαλείας εντατικών ή/και παραμορφωσιακών μεγεθών:

$$S_d < R_d \text{ με}$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S(S_k \cdot \gamma_f) \text{ και}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\left(\frac{R_k}{\gamma_m}\right)$$

όπου:

S_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις **δράσεις**.

R_d : τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων **αντιστάσεων** (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

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

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.

γ_f, γ_m : Οι **επιμέρους συντελεστές ασφαλείας** για τις **δράσεις** και τις **ιδιότητες των υλικών**, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

γ_{sd}, γ_{Rd} : Οι **επιμέρους συντελεστές ασφαλείας** με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) **αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων**, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοιχώς.

Ως **εντατικά μεγέθη** («δυνάμεις») ορίζονται οι ορθές και τέμνουσες δυνάμεις (N και V) καθώς και οι καμπτικές και στρεπτικές ροπές (M και T), που καταπονούν δομικά στοιχεία (π.χ. έναν κόμβο ενός χωρικού πλαισιώματος) ή/και διεπιφάνειες σε περιπτώσεις επισκευών/ενισχύσεων (π.χ. μεταξύ παλαιών και νέων υλικών ή στοιχείων).

Παραμορφωσιακά μεγέθη («παραμορφώσεις») είναι οι κάθε είδους μεταθέσεις και μετακινήσεις (d), τα βέλη κάμψης, οι στροφές (θ) ραβδόμορφων στοιχείων και οι γωνιακές παραμορφώσεις (γ) τοιχείων ή οι καμπυλότητες ($1/r$), που προκύπτουν από τις επιβαλλόμενες δράσεις (π.χ. λόγω εξωτερικών φορτίων ή λόγω έμμεσων δράσεων, δηλ. επιβαλλόμενων ή και παρεμποδιζόμενων παραμορφώσεων).

Ως **δεδομένα των υλικών** νοούνται οι διαστάσεις και οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών, αλλά και οι πραγματικές λεπτομέρειες όπλισης, οι αγκυρώσεις, οι αναμονές κλπ. που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις. Εξετάζονται επίσης τα υλικά των τοιχοπληρώσεων και ο τρόπος δόμησής τους, όταν και όπου επιβάλλεται ή πρόκειται να ληφθούν υπόψη.

2.2.4.2. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

Συγκεκριμένα, για τους **επιμέρους συντελεστές ασφαλείας** ισχύουν τα ακόλουθα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5 και Παράρτημα 4.1):

Για τα προσομοιώματα:

- γ_{sd}

Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων (σε ποσοστό περισσότερο από 75%) αναλαμβάνεται κυρίως από νέους, ικανούς και επαρκείς φορείς, λαμβάνεται γενικώς $\gamma_{sd}=1.00$.

Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα (ή μόνο από αυτό) και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι (έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων), οι τιμές γ_{sd} που θα χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από τη σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή/και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης). Εφόσον δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία μπορούν να λαμβάνονται οι τιμές του κάτωθι πίνακα (Σχ. 2.2.4.2).

Εντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

5 Τιμές του συντελεστή γ_{sd}

Για τις δράσεις:

- γ_g

Ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφιστάμενων στοιχείων, οι τιμές γ_g για τις μόνιμες δράσεις θα λαμβάνονται ως εξής:

Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως:

«Ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.35$

«Ανεκτή» ή «Υψηλή» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.50$ ή 1.20 , αντιστοίχως.

Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως:

«Ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.10$

«Ανεκτή» ή «Υψηλή» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.20$ ή 1.00 , αντιστοίχως.

Για τα νέα στοιχεία και τις νέες κατασκευές χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_g .

Για τις ιδιότητες των υλικών:

- γ_m

Για «**Ικανοποιητική**» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες Κανονισμούς.

Για «**Ανεκτή**» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται **αυξημένες** σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Μάλιστα, αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές: **$\gamma_c= 1.65$ και $\gamma_s= 1.25$** .

Για «**Υψηλή**» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται **μειωμένες** σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Σε αυτή την

περίπτωση αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές: $\gamma_c = 1.35$ και $\gamma_s = 1.05$.

Για «Ανεκτή» ή «Υψηλή» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m για τις **άοπλες τοιχοπληρώσεις** μπορούν να ληφθούν ίσες με **2.50** ή **1.50**, αντιστοίχως, ενώ για «**Ικανοποιητική**» στάθμη μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m = 2.00$.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται μια συνοπτική απεικόνιση των ανωτέρω:

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ¹					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ²			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ³		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ ⁶	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσωπευτικές τιμές ⁵	— $\bar{X} - s$	X_k	X_k	— \bar{X}	\bar{X}	\bar{X}
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ'_m ⁴	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma'_c = 1,50 \pm 0,15$ $\gamma'_s = 1,15 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma_m \cdot (1,05 \text{ ή } 1,20)$	Αυξημένοι	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma'_m = 1,10 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$	$\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$

- Υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις: $\gamma_m = 2,00 \pm 0,50$.
Για υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις δεν επιτρέπεται απλώς ανεκτή ΣΑΔ (βλ. § 3.7.3). Έτσι, για ικανοποιητική ή υψηλή ΣΑΔ $\gamma_m = 2,00$ ή $1,50$, αντιστοίχως.
- Προστιθέμενες τοιχοπληρώσεις: $\gamma_m = 1,70 \pm 3,00$, βλ. ΕΚ 6.

- Γενικώς, ο Πίνακας ισχύει και για τις γραμμικές και για τις μη – γραμμικές μεθόδους ανάλυσης.
- Έλεγχοι σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) γίνονται κυρίως στις γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, αλλά και στις μη – γραμμικές για στοιχεία με σινοει – ψαθυρή συμπεριφορά (μ_θ ή $\mu_d < 2,0$ ή $\mu_{1r} < 3,0$) ή για ενδεχόμενους ψαθυρούς μηχανισμούς αστοχίας (π.χ. λόγω διάτμησης) ή για στοιχεία υπογειών, θεμελίων κ.λπ. Αυτό ισχύει και για τους ελέγχους καμπτικής αντοχής με τη μέθοδο q που είναι μέθοδος ελέγχου δυνάμεων.
- Έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων γίνονται κυρίως στις μη – γραμμικές μεθόδους ανάλυσης και για στοιχεία με σινοει – πλαστική συμπεριφορά ή για πλαστικούς μηχανισμούς αστοχίας. Αυτό αφορά και τους ελέγχους καμπτικής αντοχής με τη μέθοδο m, που είναι μέθοδος (έμμεσου) ελέγχου παραμορφώσεων, έστω και αν οι έλεγχοι γίνονται σε όρους M, N.
- Οι γ'_m διαμορφώνονται για μεν τα υφιστάμενα υλικά αναλόγως της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων, για δε τα προστιθέμενα υλικά αναλόγως της διατομής και της προσπελασιμότητας της θέσης επέμβασης.
- \bar{X} = μέση τιμή, X_k = χαρακτηριστική τιμή, s = τυπική απόκλιση (βλ. και Κεφ. 3).
- Σε ορισμένες περιπτώσεις, βλ. Κεφ. 9, ο έλεγχος σε όρους δυνάμεων γίνεται με τις μέσες τιμές, όπως γίνεται σε όρους παραμορφώσεων.

6 Τιμές ιδιοτήτων των υλικών και οι αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

2.2.4.3. Κριτήρια ορισμού της Σ.Α.Δ. για τα χαρακτηριστικά των υλικών

2.2.4.3.1 Σκυρόδεμα

Η διερεύνηση του σκυροδέματος αποσκοπεί κατά κύριο λόγο στον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής, για κάθε περιοχή του φέροντος οργανισμού. Ιδιότητες όπως το μέτρο ελαστικότητας, η εφελκυστική αντοχή μπορούν να προσδιορίζονται εμμέσως (βάσει της θλιπτικής αντοχής), εφόσον δε γίνεται ειδική έρευνα.

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενης κατασκευής, θα χρησιμοποιείται η επιτόπου αντοχή σκ/τος σε κάθε κρίσιμη περιοχή κάθε δομικού στοιχείου.

Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αναμενόμενη συστηματική διαφοροποίηση αντοχής σκυροδέματος, ανάλογα με την χαρακτηριστική θέση του στον φορέα, με τις συνθήκες σκυροδέτησης και συντήρησης.

Η εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος σε κάθε κρίσιμη περιοχή δομικού στοιχείου πρέπει να γίνεται με αξιόπιστες έμμεσες μεθόδους (μη καταστροφικές). Θα γίνεται, ωστόσο, συνδυασμός των εμμέσων μεθόδων με πυρηνοληψία (ημικαταστροφική), ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις, με μεγαλύτερη αξιοπιστία.

Το πλήθος των χαρακτηριστικών θέσεων στις οποίες θα γίνονται οι μετρήσεις ανά όροφο και είδος δομικού στοιχείου πρέπει να είναι αρκετό για την επιζητούμενη αξιοπιστία, επηρεάζεται δε και από το μέγεθος της από θέση σε θέση διαφοράς τιμών που θα παρατηρηθούν. Ο περιορισμός του πλήθους των πυρήνων περιορίζει τις πληγές από την πυρηνοληψία, ενώ η εφαρμογή των εμμέσων μεθόδων σε περισσότερες θέσεις (με διεύρυνση της έκτασης της διερεύνησης) συνεπάγεται σχετικώς μικρότερη δαπάνη.

Με τις έμμεσες μεθόδους, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος εκτιμάται εμμέσως από τη συσχέτιση με κάποια άλλη ιδιότητα (π.χ. επιφανειακή σκληρότητα, πυκνότητα κ.λπ.). Για τις μεθόδους λόγω χάρη με υπερήχους και με κρουσίμετρο, διατίθενται στην ελληνική βιβλιογραφία καμπύλες συσχέτισης των ενδείξεών τους με τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Λόγω της μεγάλης διασποράς, οι καμπύλες αυτές δεν μπορούν να εφαρμοστούν απευθείας χωρίς προηγούμενη βαθμονόμηση, με την οποία πρέπει να συνταχθεί νέα καμπύλη συσχέτισης. Προς τούτο, μπορεί να ακολουθηθεί η εξής διαδικασία:

- Προσδιορίζεται η μέση τιμή της αντοχής κάθε ομάδας πυρήνων.
- Υπολογίζεται η μέση τιμή των ενδείξεων των εμμέσων μεθόδων στις αντίστοιχες θέσεις πυρηνοληψίας.
- Με βάση τα παραπάνω, ευρίσκεται νέα καμπύλη συσχέτισης, η οποία χαράσσεται τοπικώς παράλληλη με αυτές που διατίθενται από την βιβλιογραφία για την υπόψη περιοχή τιμών αντοχής.

Με βάση τα αποτελέσματα των ως άνω δοκιμών, ο μελετητής Μηχανικός υποχρεούται να αιτιολογήσει τις παραδοχές για τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, λαμβάνοντας υπόψη και συνεκτιμώντας και άλλες τυχόν διαθέσιμες πληροφορίες που ίσως υπάρχουν στο φάκελο του έργου όπως από τη μελέτη του κτιρίου, τους ελέγχους κατά τη διάρκεια της κατασκευής ή τους τυχόν ελέγχους αντοχής του σκυροδέματος μετά την κατασκευή (π.χ. μέσω πυρήνων).

Για μικρά (μέχρι διώροφα) κτίρια, το απολύτως **ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος πυρήνων**, είναι $n = 3$, από ομοειδή δομικά στοιχεία. Για μεγαλύτερα κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον «κρίσιμο» όροφο.

Κρίσιμος όροφος, νοείται εκείνος στον οποίο αναμένεται η δυσμενέστερη καταπόνηση λόγω σεισμού. Στις συνήθεις περιπτώσεις κρίσιμος όροφος είναι ο κατώτερος (ισόγειο), ιδίως στις περιπτώσεις τύπου pilotis.

Για να μπορεί η Σ.Α.Δ., για την αντοχή του σκυροδέματος, να θεωρείται «Υψηλή» πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των εμμέσων μεθόδων να καλύπτουν σε κάθε όροφο επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το **45% των κατακορύφων στοιχείων**.
- Το **25% των οριζοντίων στοιχείων** (δοκοί ή πλάκες).

Για να μπορεί η Σ.Α.Δ. να θεωρείται «**Ικανοποιητική**», αρκεί οι θέσεις εφαρμογής των εμμέσων μεθόδων να καλύπτουν ένα μικρότερο αλλά επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το **30% των κατακορύφων στοιχείων**.
- Το **15% των οριζοντίων στοιχείων** (δοκοί ή πλάκες).

Στην περίπτωση που τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση, $s \leq 0.20 \cdot \bar{x}$), τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «Υψηλή».

Με εφαρμογή της μεθόδου στο μισό των παραπάνω ποσοστών, η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «Ανεκτή», εκτός αν τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση, $s \leq 0.20 \cdot \bar{x}$), οπότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «Ικανοποιητική».

Σε ειδικές περιπτώσεις κτιρίων για τα οποία διατίθενται υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες για τον τρόπο κατασκευής τους, οι δοκιμές για την επαλήθευση των διατιθέμενων πληροφοριών μπορούν να περιορίζονται στην ελάχιστη πυρηνοληψία. Οι πληροφορίες θεωρούνται υπεύθυνες και αξιόπιστες όταν:

- Διατίθεται φάκελος μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί στην πράξη,
- Υπάρχουν αποδείξεις περί συνεχούς επίβλεψης και
- Διατίθενται αποτελέσματα δοκιμών σκυροδέματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

2.2.4.3.2 Χάλυβας

Ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα οπλισμού υφισταμένου κτιρίου αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η κατάταξη του χάλυβα μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων), σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «Ικανοποιητική». Για τη συσχέτιση της κατηγορίας του χάλυβα με το χρόνο κατασκευής όπως επίσης με τη μορφή των νευρώσεων, παρέχονται πληροφορίες στον Κανονισμό Τεχνολογίας Χαλύβων (Κ.Τ.Χ. 2008. Στην περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες για την αξιοπιστία της κατάταξης του χάλυβα με οπτική αναγνώριση, θα χρησιμοποιούνται τα χαρακτηριστικά που θα προκύπτουν από κατάλληλη διερεύνηση. Η διερεύνηση για τον προσδιορισμό των «πραγματικών» χαρακτηριστικών του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) πρέπει να περιλαμβάνει τη δοκιμή σε **τρία τουλάχιστον δείγματα** περίπου **ίδιας διαμέτρου από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου**. Πρέπει να λαμβάνεται συντηρητικώς υπόψη η αναμενόμενη διαφορά στα χαρακτηριστικά του χάλυβα αναλόγως με τη διάμετρο της ράβδου, καθώς επίσης και η μειωμένη ολκιμότητα εντόνως διαβρωμένων χαλύβων. Αν από τα δείγματα αυτά, διαπιστωθεί η παρουσία χαλύβων που κατατάσσονται σε διαφορετικές κατηγορίες, τότε η έρευνα πρέπει να επεκταθεί – ο αριθμός και το είδος των δοκιμών κρίνεται από τον μελετητή Μηχανικό - ώστε να προσδιοριστούν τα δομικά στοιχεία στα οποία έχει εφαρμοστεί κάθε κατηγορία. Μόνον στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θα θεωρείται «Υψηλή».

2.2.4.3.3 Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

Ως γεωμετρικά δεδομένα θεωρούνται τα εξής: το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης, το είδος και η γεωμετρία του φορέα της ανωδομής, το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων, οι επιστρώσεις, οι επενδύσεις, καθώς και η όπλιση.

Σε ό,τι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον επόμενο Πίνακα του Σχήματος

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ									
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Η ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ			
				Ανεκτί	Κανονιστική	Υψηλή	Ανεκτί	Κανονιστική	Υψηλή	Ανεκτί	Κανονιστική	Υψηλή	
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ	1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓			✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓	
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓				✓			✓	
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓			✓	
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓				✓			✓	
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓			✓	✓		✓	✓

7 Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

2.3. Διαδικασία Ανασχεδιασμού

Η διαδικασία ανασχεδιασμού μιας κατασκευής ακολουθεί **τρία στάδια**:

1^ο στάδιο: Το πρώτο στάδιο είναι η **αποτίμηση** της συμπεριφοράς της κατασκευής, όπως αναλύθηκε παραπάνω. Αξιολογώντας και αναλύοντας όλα τα συλλεγόμενα στοιχεία προκύπτει η αποτίμηση της κατασκευής και ιδιαίτερα της **σεισμικής συμπεριφοράς** της, καθώς και η εκτίμηση των κινδύνων που θα προκύψουν σε έναν ενδεχόμενο σεισμό. Εδώ είναι που θα αποφασιστεί αν απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής. Τα στοιχεία που θα ληφθούν υπόψη για την απόφαση αυτή είναι όλα τα παραπάνω, καθώς επίσης και η **επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας** σε συνάρτηση με το **σεισμό σχεδιασμού**.

2^ο στάδιο: Το δεύτερο στάδιο της σύλληψης και του προκατακτικού σχεδιασμού συνίσταται στη λήψη της απόφασης σχετικά με το **ποιές στρατηγικές επεμβάσεων** θα ακολουθηθούν και **ποιά συστήματα επεμβάσεων** θα εφαρμοστούν ή με το εάν τελικά πρέπει η υφιστάμενη κατασκευή να κατεδαφιστεί και να δημιουργηθεί νέα στη θέση της. Κυρίαρχη θέση στη λήψη των αποφάσεων πρέπει να έχει η αντίληψη της συνολικής συμπεριφοράς του κτιρίου και η επισήμανση των αδυναμιών του. Αυτές μπορεί να είναι η έλλειψη αντοχής ή δυσκαμψίας ή πλαστιμότητας, η δυσμενής μορφολογία, τα ανεπαρκή επιμέρους χαρακτηριστικά. Σημαντική βοήθεια για τον εντοπισμό των αδυναμιών αυτών μπορεί να προσφέρει η ανελαστική στατική ανάλυση του υφισταμένου δομήματος.

Οι αποφάσεις που μπορούν να ληφθούν στο στάδιο αυτό είναι οι εξής:

- Επισκευή της υφιστάμενης κατασκευής στις περιοχές όπου υπάρχουν βλάβες
- Ενίσχυση της κατασκευής, είτε σε μεμονωμένα μέλη, είτε στο σύνολό της
- Κατεδάφιση της κατασκευής και ανακατασκευή της

Για να ληφθεί μία από τις παραπάνω αποφάσεις θα πρέπει να γίνουν κάποιες **δοκιμές εφαρμογής** κάθε μίας εναλλακτικής και να αξιολογηθούν τα αποτελέσματα, τόσο ως προς τη συμπεριφορά της επισκευασμένης ή ενισχυμένης κατασκευής, όσο και ως προς άλλους παράγοντες όπως η απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, το κόστος και ο χρονικός ορίζοντάς της.

3^ο στάδιο: Το τρίτο στάδιο είναι ο **σχεδιασμός της λύσης** που επελέγη στο δεύτερο στάδιο. Ο σχεδιασμός της επιλεγμένης λύσης έχει να κάνει στην πρώτη περίπτωση με τη μέθοδο επισκευής των επιμέρους βλαβών που θα εφαρμοστεί. Στη δεύτερη περίπτωση με την επιλογή της συγκεκριμένης στρατηγικής και του συστήματος επέμβασης, καθώς επίσης και το πώς αυτό θα εφαρμοστεί στη συγκεκριμένη κατασκευή. Στην τρίτη περίπτωση με το σχεδιασμό της νέας κατασκευής.

2.4 Στρατηγικές και Συστήματα επεμβάσεων

2.4.1. Βασικές έννοιες

Δομητική επέμβαση: οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφισταμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος με αποτέλεσμα την τροποποίηση της απόκρισής του.



Επισκευή: η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική φέρουσα ικανότητά του.

Ενίσχυση: 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 σχεδιασμού.

Μετασεισμικά άμεσα μέτρα ασφαλείας: τα εφικτά μέτρα προστασίας που πρέπει να λαμβάνονται επειγόντως, μετά από έναν ισχυρό σεισμό με στόχο την ασφάλεια του πληθυσμού και την ελαχιστοποίηση περαιτέρω βλαβών ή απωλειών.

Η φύση και η εκταση αυτών των μέτρων πρέπει να συναρτάται με τον βαθμό των παρατηρουμένων βλαβών ή φθορών και ενδεχόμενο μετασεισμών.

2.4.2. Κριτήρια επιλογής επέμβασης & Σχεδιαστικοί Περιορισμοί

Στόχος της επέμβασης είναι η ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων αντισεισμικού σχεδιασμού για την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Η απόφαση και η επιλογή του τύπου της δομητικής επέμβασης θα γίνεται **καταρχήν** με βάση γενικά **κριτήρια κόστους και χρόνου**, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων αρχιτεκτονικών ή άλλων αναγκών. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική (ή άλλη) αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και πριν τις επεμβάσεις. Έπειτα, η απόφαση της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τα **τεχνικά κριτήρια** σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστιμότητα) μετά την επέμβαση.

Γενικά κριτήρια:

- Το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό (δηλ. Τα έξοδα συντήρησης και οι πιθανές μελλοντικές φθορές ή βλάβες), σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία του υπόψη κτιρίου.
- Η διάθεση ποιότητας εργασίας (είναι εξαιρετικά σημαντικό τα μέτρα επέμβασης να είναι συμβατά με τα διαθέσιμα μέσα και την διαθέσιμη ποιότητα εργασίας).
- Η διαθεσιμότητα του κατάλληλου ποιοτικού ελέγχου.
- Η χρήση του κτιρίου (πιθανή επίπτωση των εργασιών επέμβασης στη χρήση του κτιρίου).
- Η αισθητική (το σχήμα επέμβασης ενδέχεται να ποικίλει μεταξύ πλήρως αφανών επεμβάσεων και σκόπιμα διακριτών νέων – πρόσθετων – στοιχείων).
- Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας και ακεραιότητας των ιστορικών κτιρίων και η συνεκτίμηση του βαθμού αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων.
- Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Τεχνικά κριτήρια :

- Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως
- Όλες οι διαπιστωμένες σοβαρές βλάβες (και φθορές) σε πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.
- Σε περίπτωση εντόνως μη-κανονικών κτιρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής), η δομική κανονικότητά τους πρέπει να βελτιωθεί στο μέγιστο δυνατό βαθμό.
- Όλες οι απαιτήσεις αντίστασης κρίσιμων περιοχών των πρωτευόντων στοιχείων (δηλαδή τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη αντίστασης και η απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης) πρέπει να ικανοποιούνται μετά την επέμβαση.
- Όπου είναι δυνατόν, θα πρέπει να επιδιώκεται η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας σε κρίσιμες περιοχές. Πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε, στον βαθμό που είναι δυνατόν, οι τοπικές επισκευές ή/και ενισχύσεις να μη μειώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών.
- Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των αρχικών στοιχείων, καθώς και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς σε ιδιαίτερες περιπτώσεις.

2.4.3 Στρατηγική των επεμβάσεων

Η στρατηγική των επεμβάσεων είναι η βασική προσέγγιση που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής ή διαφορετικά, για τη **μείωση της διακινδύνευσης** σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης, μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές είτε καθαρά **τεχνικής** είτε **διαχειριστικής φύσης**.

Το εύρος των τεχνικών και των διαχειριστικών στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν για τη **μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης** μίας υφιστάμενης

κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο. Οι τεχνικές στρατηγικές αποτελούν προσεγγίσεις που στοχεύουν στη **μεταβολή των βασικών παραμέτρων** τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

2.4.3.1.Στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα

1. Αύξηση της αντοχής του κτιρίου
2. Αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου
3. Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών
4. Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη-κανονικοτήτων (τοπικές επεμβάσεις στο φορέα)
5. Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων (π.χ. σεισμική μόνωση)

Είναι αξιοσημείωτο ότι κατά το παρελθόν η στρατηγική ενίσχυσης που υιοθετήθηκε από τους περισσότερους μηχανικούς στόχευε στην ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος Κανονισμού. Η στρατηγική αυτή μεταφραζόταν σε επεμβάσεις, ώστε η ενισχυμένη κατασκευή να φέρει με ασφάλεια ένα ποσοστό των σεισμικών φορτίων που προέβλεπε ο εκάστοτε εν ισχύ Κανονισμός για τις νέες κατασκευές. Στην πραγματικότητα η παραπάνω προσέγγιση δεν αποτελεί στρατηγική, αλλά κριτήριο σχεδιασμού που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές που αναφέρθηκαν. **Τα κριτήρια σχεδιασμού** αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τη φιλοσοφία που έχει πλέον επικρατήσει διεθνώς, το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων είναι ο περιορισμός των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής σε ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας.

2.4.3.2.Στρατηγικές διαχειριστικής φύσης

1. Περιορισμός ή αλλαγή χρήσης
2. Μερική ή ολική καθαίρεση (π.χ. ορισμένων ορόφων),
3. Μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη θέση,
4. Απόφαση για «καμία επέμβαση». Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει αποδεκτή και μία μείωση της απομένουσας τεχνικής διάρκειας ζωής του δομήματος, υπό τον όρο ότι η μετά ταύτα κατεδάφιση του κτιρίου είναι εγγυημένη.

Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι **διαχειριστικές στρατηγικές** περιλαμβάνουν θέματα όπως: (α) την απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης, (β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση, (γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, (δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η

κατασκευή, (ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές «επιπτώσεις» στους ενοίκους ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης.

Είναι γεγονός ότι, κατά κανόνα, η βέλτιστη λύση για ένα κτίριο σχετίζεται με τη λήψη αποφάσεων διαχειριστικής και τεχνικής φύσης. Για τους λόγους αυτούς οι διαχειριστικές στρατηγικές πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να επισημαίνονται στον Κύριο του Έργου προκειμένου να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επεμβάσεων.

2.4.4.Συστήματα επεμβάσεων με ανάλυση της αντίστοιχης στρατηγικής

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η **συγκεκριμένη μέθοδος** επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι:

- a) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού,
- b) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού και
- c) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

2.4.4.1 Βελτίωση του φορέα μέσω τοπικών επεμβάσεων

Η στρατηγική βελτίωσης ενός φορέα με τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζεται σε κατασκευές που, ενώ διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, στερούνται ορισμένων **κατασκευαστικών λεπτομερειών** που είναι απαραίτητες για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του. Η ικανότητα μετακίνησης μίας τέτοιας κατασκευής μπορεί να είναι επαρκής σε σχέση με τη δεδομένη σεισμική απαίτηση, παρά όλα αυτά πριν επιτευχθεί αυτή η μετακίνηση ενδέχεται να συμβούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής. Οι πλέον συνηθισμένες ατέλειες που ευθύνονται για τέτοιου είδους τοπικές αστοχίες είναι το **ανεπαρκές μήκος έδρασης** στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η **ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση** των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού. Η τοπική επέμβαση για τη διόρθωση αυτών των ατελειών θα επέτρεπε στην κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο. Πολύ συχνά η στρατηγική των τοπικών επεμβάσεων χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με άλλες στρατηγικές προκειμένου να επιτευχθεί μία κατασκευή με επαρκή σεισμική συμπεριφορά.

2.4.4.2. Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα είναι η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κατασκευές **με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων**. Αν και οι δύο στρατηγικές σχετίζονται άμεσα μεταξύ τους, η κύρια διαφορά τους έγκειται στο γεγονός, ότι μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση, ενώ με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή. Εφόσον η αύξηση της αντοχής γίνει χωρίς ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας, όπως με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων ή

ινοπλισμένων πολυμερών, τότε η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί για μεγαλύτερα σεισμικά φορτία να μην υποστεί βλάβες.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ακόμα και αν η μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση που επιτυγχάνεται με την αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος δεν είναι μεγάλη, μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, τα οποία, ενώ δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων, είναι εξαιρετικά ευαίσθητα στις πλευρικές μετακινήσεις. Τέτοια στοιχεία αποτελούν υποστυλώματα με χαμηλή πλαστιμότητα που χρησιμοποιούνται κυρίως για την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και αρχιτεκτονικά διαχωριστικά τοιχεία και επικαλύψεις.

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα αποτελούν στρατηγικές που εφαρμόζονται κατά κανόνα **ταυτόχρονα**, καθώς τα περισσότερα **συστήματα** που αυξάνουν την αντοχή μίας κατασκευής, όπως είναι **η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων**, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της. Εξαιρέση αποτελούν τα τοπικά μέτρα ενίσχυσης τα οποία αυξάνουν την αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων χωρίς να μεταβάλουν σημαντικά τη δυσκαμψία τους. Παραδείγματος χάριν, μία συνήθης ατέλεια των παλαιότερων πλαισιακών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ότι τα μήκη υπερκάλυψης των εφελκόμενων ράβδων του διαμήκους οπλισμού είναι ανεπαρκή, με αποτέλεσμα χαμηλή καμπτική αντοχή των μελών του φορέα. Η επιβολή **εξωτερικής περίσφιγξης στις θέσεις των ενώσεων με υπερκάλυψη** μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά των πλαισίων και να τους επιτρέψει να αναπτύξουν μεγαλύτερη αντοχή χωρίς να μεταβληθεί σημαντικά η δυσκαμψία τους.

2.4.4.3. Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις (πλαστιμότητα), είναι μία σχετικά νέα μέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν:

- i. Την επιβολή **εξωτερικής περίσφιγξης** σε υφιστάμενα στοιχεία
- ii. Την **τοπική απομείωση της δυσκαμψίας**
- iii. Την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακόρυφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας και
- iv. Την παροχή **επιπλέον στήριξης** σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων.

Κατά κανόνα, αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτίριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας.

Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών. Η τοπική απομείωση της δυσκαμψίας μπορεί να είναι ένας πολύ αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής ανεπιθύμητων μορφών αστοχίας ή ακόμα περιορισμού των βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων μπορεί να απαιτείται σε πλαισιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου, δηλαδή τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του

ορόφου με μειωμένη δυσκαμψία. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι οι κατασκευές τύπου pilotis. Η παροχή επιπλέον στήριξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη των κατακόρυφων και όχι των πλευρικών φορτίων και τα οποία ενδέχεται να απολέσουν την έδρασή τους σε περίπτωση μεγάλων πλευρικών μετακινήσεων του φορέα.

Η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι περισσότερο αποτελεσματική όταν το πλήθος των στοιχείων που απαιτούν τροποποιήσεις είναι σχετικά μικρό. Σε διαφορετική περίπτωση, η συγκεκριμένη στρατηγική μπορεί, αφενός μεν να αποδειχθεί εξαιρετικά δαπανηρή, αφετέρου δε να προκαλέσει σημαντικές δυσχέρειες στη χρήση του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης.

2.4.4.4. Μείωση της σεισμικής απαίτησης

Η συγκεκριμένη στρατηγική έχει ως στόχο την επιβολή μεταβολών στην υφιστάμενη κατασκευή ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμού. Μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν:

- i. Τη μείωση της μάζας της κατασκευής και
- ii. Την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας.

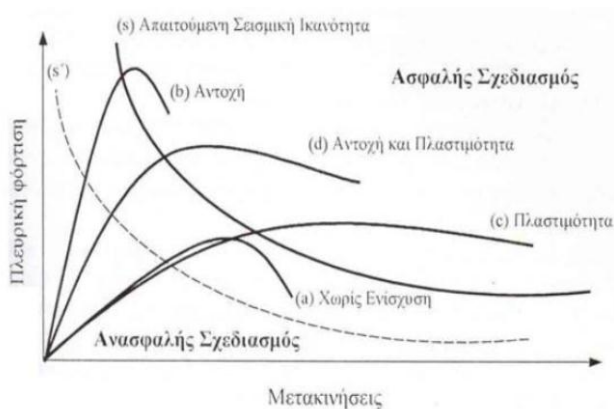
Η συμπεριφορά ορισμένων κτιρίων μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά με τη μείωση της μάζας τους. Η μείωση της μάζας οδηγεί σε μείωση των αδρανειακών δυνάμεων και της συνολικής απαίτησης σε μετακίνηση της κατασκευής. Η μάζα μπορεί, παραδείγματος χάριν, να μειωθεί είτε απομακρύνοντας μη φέροντα στοιχεία μεγάλου βάρους, όπως επικαλύψεις ή δεξαμενές, είτε σε ακραία περίπτωση έναν ή περισσότερους ορόφους.

Η εγκατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας κατά κανόνα συνεπάγεται μία σημαντική δαπάνη. Πλεονέκτημα αυτών των συστημάτων είναι ότι παρέχουν προστασία όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου αλλά και στα περιεχόμενα του. Κατά συνέπεια, η χρήση τους είναι συχνά κατάλληλη για κτίρια αυξημένης σπουδαιότητας, φέρουν ευαίσθητο εξοπλισμό ή είναι απαραίτητο να παραμείνουν σε λειτουργία τόσο κατά τη διάρκεια όσο και αμέσως μετά το σεισμό. Αυτοί είναι μερικοί από τους σημαντικότερους λόγους που η σεισμική μόνωση έχει επιλεγεί για το σχεδιασμό και τη σεισμική αναβάθμιση νοσοκομείων, εργοστασίων παραγωγής ενέργειας και τηλεπικοινωνιακών κέντρων. Συστήματα σεισμικής μόνωσης επίσης έχουν χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση ιστορικών κτισμάτων γιατί παρέχουν τη δυνατότητα μικρών σχετικά επεμβάσεων στα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση. Τα εφέδρανα χαρακτηρίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης, ενώ πολλά από αυτά έχουν επίσης και χαρακτηριστικά αποσβεστήρων. Η

εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και, ενδεχομένως, του ποσοστού απόσβεσης της κατασκευής. Καθώς τα εφέντρα έχουν πολύ μεγαλύτερη πλευρική ενδοτικότητα σε σχέση με την κατασκευή, η απαίτηση πλευρικής μετακίνησης λόγω του σεισμού συγκεντρώνεται σε αυτά. Κατά συνέπεια, η απαίτηση σε μετακίνηση στο τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέντρα μειώνεται σημαντικά. Προκειμένου να συμβεί αυτό πρέπει το τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέντρα να είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτο από τους μονωτήρες. Επίσης, η σεισμική μόνωση είναι πιο αποδοτική εάν η ανωδομή μπορεί να συμπεριφερθεί ελαστικά για την υπολειπόμενη απαίτηση σε μετακίνηση. Για να επιτευχθούν οι δύο παραπάνω περιορισμοί, η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης απαιτεί συχνά την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα.

Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας αυξάνουν άμεσα την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια και με αυτό τον τρόπο μειώνουν την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής. Για την εγκατάσταση των αποσβεστήρων συχνά χρειάζεται πρώτα η τοποθέτηση συνδέσμων σε επιλεγμένα φατνώματα του φορέα, πάνω στους οποίους αναρτώνται οι αποσβεστήρες. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας έχουν κατά κανόνα μεγαλύτερο κόστος από τα παραδοσιακά συστήματα αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, αλλά εξασφαλίζουν σημαντικά βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά. Είναι πιο αποδοτικά σε κατασκευές με σημαντική ικανότητα πλευρικής μετακίνησης, όπως πλαισιακοί φορείς, καθώς εάν η κατασκευή είναι σχετικά δύσκαμπτη, οι αποσβεστήρες, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των οποίων εξαρτάται άμεσα από την αναπτυσσόμενη δύναμη και την παραμόρφωση τους, δεν θα μπορέσουν να ενεργοποιηθούν πριν η κατασκευή υποστεί μεγάλες μετακινήσεις. Συνεπώς, τα συστήματα αυτά εφαρμόζονται κυρίως σε πλαισιακούς φορείς.



2.4.5.

Επιλογή συστήματος επέμβασης

Συνοψίζοντας, οι μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης μπορούν να ταξινομηθούν ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

i. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων

του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών

ii. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών

iii. Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Πρέπει να επισημανθεί ότι συχνά είναι σκόπιμο να εφαρμόζεται ένας **συνδυασμός** μεθόδων ή επιμέρους τεχνικών ώστε να προκύψει η βέλτιστη οικονομοτεχνικά λύση. Επίσης πρέπει να γίνει κατανοητό ότι πολλές φορές η μέθοδος επέμβασης που επιλέγεται ως καταλληλότερη δεν είναι τεχνικά εφικτή. Με βάση τα παραπάνω είναι εύλογο ότι το νομοθετικό πλαίσιο που καθορίζεται από την Πολιτεία για την αποκατάσταση των βλαβών μετά από ένα καταστροφικό σεισμό δεν πρέπει να αποτελεί αντικείμενο αυστηρής επιστημονικής κριτικής, καθώς προσπαθεί να συγκεράσει το ευκαταίιο με το εφικτό. Με άλλα λόγια, πρόκειται περί πολιτικής απόφασης, με την ευρύτερη σημασία του όρου, που επιχειρεί να πετύχει το βέλτιστο συνδυασμό επιστημονικής γνώσης και οικονομοτεχνικών περιορισμών με στόχο την άμεση αντιμετώπιση του οξύτατου κοινωνικού προβλήματος της ασφαλούς επισκευής των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.1 Γενικά

Οι μέθοδοι ανάλυσης, που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι οι ακόλουθες (§5.1.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ):

- Ελαστική (ισοδύναμη) Στατική Ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας (m). Η μέθοδος αυτή αντιστοιχεί στην μέθοδο οριζόντιας φόρτισης (EC 8-1 §4.3.3.2)

- Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας (m). Η μέθοδος αυτή αντιστοιχεί στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (EC 8-1 §4.3.3.3)
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για τον σεισμό σχεδιασμού. Οι μέθοδοι αυτές, μπορούν δώσουν μια καλή ένδειξη της συμπεριφοράς των κατασκευών μέχρι την διαρροή, αδυνατούν όμως να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που λαμβάνουν χώρα μετά από αυτήν και μέχρι την κατάρρευση.

Οι ανελαστικές μέθοδοι βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών, καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Με τον τρόπο αυτό, αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης οι οποίες υιοθετούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

3.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση

Όπως αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 8-1 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτήρια, στα οποία:

- η απόκριση σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
- 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).
- δεν παρουσιάζουν έντονα ασύμμετρα κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιοδήποτε όροφο.
- δεν παρουσιάζουν σε καθ' ύψος τομή, ασύμμετρα κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- διαθέτουν σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.
- η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 είναι μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια **προκαταρκτική ελαστική ανάλυση** του κτηρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας»):

$$\lambda = S_E / R_m$$

όπου:

S_E : είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, με τη σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q=1$), και
 R_m : είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών.

Οι λόγοι λ , πέραν του ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον **ορισμό της κανονικότητας**, δίνουν και μια **πρώτη εικόνα της αντίστασης** του κτηρίου σε σεισμό.

Π.χ. αν $\lambda > 4$ για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του συνόλου), είναι σαφής η ανεπάρκεια και θα περιίττει περαιτέρω αποτίμηση του κτηρίου.

3.3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση

Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον ΕΚ 8-3. Ειδικότερα για τα κτήρια της χώρας μας μπορούν να ισχύουν εναλλακτικά και τα επόμενα:

- Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2,5$.
- Υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} , που προβλέπονται στην §4.5.1 του Κανονισμού, αυξάνονται κατά 0,15.

Στην ελαστική δυναμική ανάλυση θα εισάγεται ως σεισμική δράση είτε το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ 8-1, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως συμβατές με το φάσμα αυτό (σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 8-1).

Αν επιλέγεται η εισαγωγή της σεισμικής δύναμης, να γίνεται με τη **Μέθοδο του Φάσματος απόκρισης** τότε:

- Για τη δυναμική ανάλυση και τον προσδιορισμό των μέγιστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή, θα χρησιμοποιείται επαρκής αριθμός ιδιομορφών, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.
- Η ιδιομορφική και χωρική επαλληλία των μέγιστων τιμών των εντατικών μεγεθών, μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων, και τεμνουσών βάσεως, θα γίνεται με βάση τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.

Αν χρησιμοποιείται η **Μέθοδος της Χρονοϊστορίας της Απόκρισης**, τότε:

- Η ανάλυση θα γίνεται για επιταχυνσιογραφήματα βάσεως από πραγματικές καταγραφές ή για συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.
- Το μητρώο απόσβεσης θα περιγράφει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του κτηρίου για απόκριση κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων.
- Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος θα γίνεται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που προκύπτει από την ανάλυση της χρονοϊστορίας (και τα αντίστοιχα ταυτοχρόνως δρώντα μεγέθη, όποτε απαιτείται). Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον 7 επιταχυνσιογραφήματα (ή ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων, για ανάλυση στο χώρο), επιτρέπεται να γίνεται έλεγχος για τη μέση τιμή κάθε μεγέθους
- Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων θα γίνεται σύμφωνα με την §5.4.9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η ανάλυση προσομοιώματος στον χώρο για ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζόντιων συνιστωσών επιταχυνσιογραφημάτων), μιας σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου.

3.4 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover)

Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως **μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων**.

3.4.1. Σκοπός της ανάλυσης

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως *μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων*. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τις τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική

περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τους τυχόν ικανοτικούς ελέγχους.)

3.4.2. Σχετικές κανονιστικές διατάξεις

Το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο εδάφιο 5.7 του Κεφαλαίου 5 (*Ανάλυση πριν και μετά την Επέμβαση*) ορίζει τη στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση Pushover, καθώς και τη μεθοδολογία και τους όρους εφαρμογής της. Η αντίστοιχη παράγραφος του EC8 – 3 (§4.4) παραπέμπει για τις σχετικές πληροφορίες στον EC8 – 1 (EN1998 – 1, §4.3.3.2.1).

3.4.3. Βασικές Παραδοχές της μεθόδου

- i. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα **μη γραμμικά χαρακτηριστικά** του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- ii. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε **οριζόντια φορτία** κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις **αδρανειακές δυνάμεις** του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η **καμπύλη αντίστασης** του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (**κόμβος ελέγχου**), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

- iii. Όταν δεν πραγματοποιείται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (**στοχευόμενη μετακίνηση, δt**) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.
- iv. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους.

3.4.4. Προυποθέσεις Εφαρμογής της μεθόδου

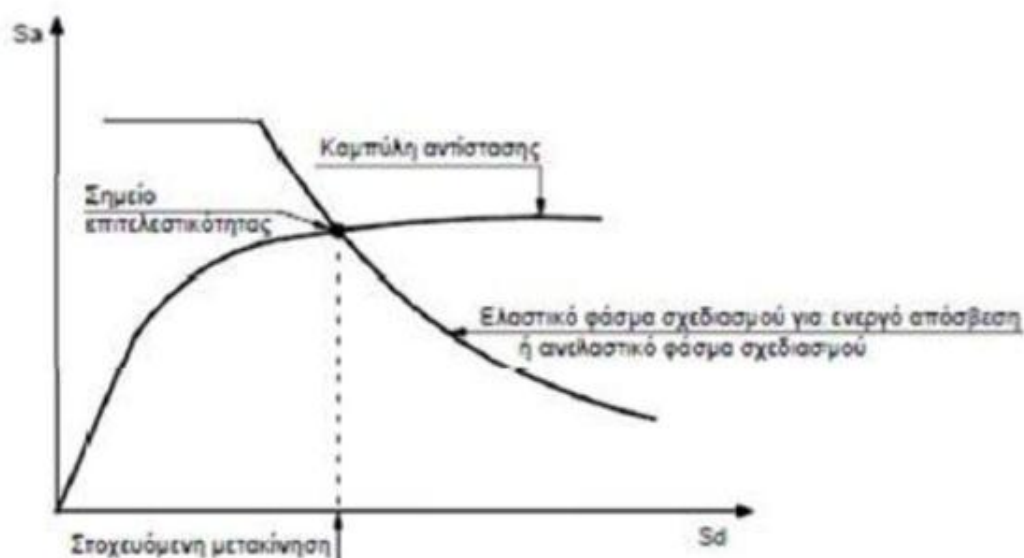
- i. Όλες οι μέθοδοι ανάλυσης είναι πρακτικώς εξίσου ευαίσθητες στη διακύμανση των τιμών των βασικών δεδομένων. Συνιστάται, ωστόσο, όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική»

Σ.Α.Δ., δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.

- ii. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των **ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική**. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής 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 ανώτερων 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 $S_e(T)$ του EC8 (§4.4).
- iii. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (KAN.ΕΠΕ. §5.6) ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται **μια αύξηση κατά 25%** των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25% (KAN.ΕΠΕ. §4.6), ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m) (KAN.ΕΠΕ. §4.7), η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές που καθορίζονται στα Κεφάλαια 4 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.4.5. Μεθοδολογία υπολογισμών

Με τη χρήση της μη γραμμικής στατικής μεθόδου ανάλυσης (pushover) είναι



απαραίτητη η εφαρμογή μιας διαδικασίας που θα υπολογίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη στοχευόμενη μετακίνηση (δt), τη μέγιστη δηλαδή ανελαστική μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Τέτοιες προσεγγιστικές μέθοδοι για τον υπολογισμό της δt είναι η μεθοδολογία ATC – 40, η μέθοδος N2 και η μέθοδος των συντελεστών. Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις στατικές μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού και της αντίστασης (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.

3.4.6. Προσομοίωση και Ανάλυση

3.4.6.1 Γενικά

- i. Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης απόκρισης του κτιρίου η διγραμμική καμπύλη που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους και αφετέρου για να διασφαλιστεί **αριθμητική ευστάθεια** της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου. Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, εφόσον βεβαίως δεν έχει στο μεταξύ επέλθει αστοχία του φορέα (όταν γίνεται προσομοίωση της αστοχίας στοιχείων). Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα η οποία παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και μία εκτιμήτρια

- της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (μ_s), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.
- ii. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του EC8. 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.
 - iii. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο **βαθμό διακριτοποίησης** ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.
 - iv. Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις, σύμφωνα με τις §§5.4.3 και 5.4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
 - v. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλάστιμου στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του, σύμφωνα με την §7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τα στοιχεία ή ισοδύναμης διαγωνίου διατμητικού φατνώματος που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, εισάγεται κατάλληλη προσέγγιση (κατά κανόνα τριγραμμική) της περιβάλλουσας του διαγράμματος $\tau - \gamma$ (ή $N - \epsilon$ για τις διαγωνίους). Ο κλάδος της παραμένουσας αντίστασης θα τερματίζεται σε σημείο συμβατό με την εκτός ή εντός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης, μόνον για οπλισμένες τοιχοπληρώσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ. 8).
 - vi. Εναλλακτικώς, επιτρέπεται χρήση *απλοποιημένης* στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου μπορούν να προσομοιώνονται μόνο τα πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων του κτιρίου υπό τις προϋποθέσεις της §5.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική, χωρίς να προσομοιώνεται άμεσα η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου.
 - vii. Στην απλοποιημένη στατική ανελαστική ανάλυση, φέροντα δομικά στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.θα θεωρούνται ως δευτερεύοντα και θα αφαιρούνται από το προσομοίωμα του κτιρίου. Αντίστοιχη απλοποίηση μπορεί να εφαρμοσθεί και για τις άοπλες τοιχοπληρώσεις.

3.4.6.2 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

3.4.6.3 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα 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 (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον EC8 - 1, στον οποίο παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., είναι δυνατό να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- i. **Ομοιόμορφη**, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- ii. **Ιδιομορφική**, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (EN1998 - 1, §4.3.3.2.3):
 - ▶ Το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου.
 - ▶ Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή, στα δύο επίπεδα προσομοιώματα, οριζοντίων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Όπου

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j είναι οι μάζες των ορόφων

- ▶ Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα οριζόντια φορτία F_i θα λαμβάνονται από την έκφραση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

όπου

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

- ▶ Τα οριζόντια φορτία F_i θα κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

3.4.6.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης - μετακίνησης

Η μη γραμμική σχέση δύναμης - μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα 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 αντίστασης (σχέση δύναμης - μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με $\alpha \cdot K_e$. 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 (Σχ. 3.3).

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της (α) πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δ_u , όπως ο συντελεστής C_1). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κυρίου κατακορύφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y ως το 80% της V_{max} .

Σχήμα 3.3 - Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

3.4.6.5 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος (T_e) στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης που αναφέρθηκε παραπάνω. Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \cdot (K_0/K_e)^{1/2}$$

όπου T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K_0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται όπως προαναφέρθηκε κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης - μετακίνησης.

3.4.6.6 Ανάλυση του προσομοιώματος

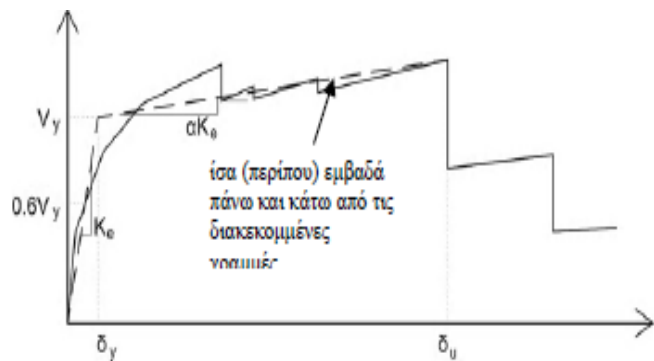
- i. Για ανάλυση στο επίπεδο θα χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικά (ενδεχομένως) προσομοιώματα, αντιπροσωπευτικά του φέροντος οργανισμού του κτηρίου κατά μήκος δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων. Αν αυτοί οι άξονες δεν υφίστανται, θα γίνεται ανάλυση στον χώρο, με βάση προσομοίωμα αντιπροσωπευτικό του συνόλου του φέροντος οργανισμού του κτηρίου.
- ii. Η επιρροή της στρέψης θα λαμβάνεται υπόψη.
- iii. Θα γίνεται χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων.

3.4.6.7 Στοχευόμενη Μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτηρίου (§5.7.3.5, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη:

- Η διαφορά ελαστικής - ανελαστικής μετακίνησης
- Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβαθμίου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτηρίου
- Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση
- Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση

Η προτεινόμενη σχέση, ελλείψει ακριβέστερων προσεγγίσεων, μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:



$$\delta t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * S_e(T)$$

Όπου:

$S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και

C_0, C_1, C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που υπολογίζονται ως εξής:

C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d=(T_e/4\pi) * \Phi_e$), με την πραγματική μετακίνηση δ_i της κορυφής του ελαστοπλαστικά 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 ≥ 10 , αντίστοιχα.

$C_1 = \frac{\delta_{inel}}{\delta_{el}}$: ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$C_1=1 \text{ για } T \geq T_c$$

$$C_1 = [1+(R-1)T_c/T]/R \text{ για } T < T_c$$

Όπου T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και $R=V_{el}/V_y$, ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα.

Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση

$$R = \frac{\frac{\Phi_e}{g}}{\frac{V_y}{W}} * C_m$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δύναμης (τέμνουσας βάσεως)- μετακινήσεων του κτιρίου και W το συνολικό βάρος της κατασκευής.

Απλοποιητικά, ο λόγος $\frac{V_y}{W}$ μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαίσιακό σύστημα.

C_2 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης 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 = 0.1s		T ≥ T ₂	
	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

Τιμές του συντελεστή C1

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτήρια πριν το 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), οι οποίοι αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτήρια από το 1985 και έπειτα, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2).

C₃ : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5(\theta-0.1)/T$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. ΕΚ 8-1). Στη συνήθη (για κτήρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται C₃=1.0.

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα πρέπει να επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα όπως ορίζεται στις §5.4.2 και §5.4.6ε, του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.5 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Ως βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, τίθεται η εμπειρία και η εξοικείωση του Μηχανικού, ο οποίος πρέπει να έχει πιστοποίηση από Δημόσια Αρχή για τα προσόντα του και τυχόν πρόσθετων ελέγχων που απαιτούνται σε κάθε περίπτωση. Επίσης, είναι αναγκαίο να διασφαλίζεται ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων όπως αυτή περιγράφεται στην §3.6 και §4.2 του κανονισμού.

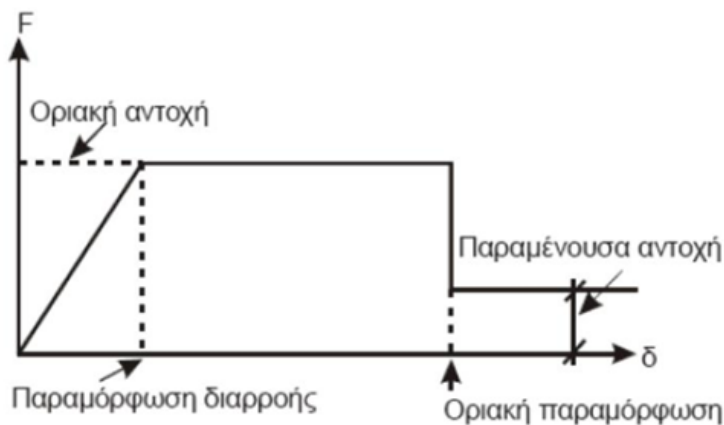
Οι διατάξεις, που αφορούν στον τρόπο προσομοίωσης και ανάλυσης με τη μέθοδο αυτή, είναι οι ίδιες με αυτές που περιγράφονται στην §3.2.4 της εργασίας αυτής, με εξαίρεση τις διατάξεις για τον κόμβο ελέγχου και τη στοχευόμενη μετακίνηση. Επιπρόσθετα, η σεισμική δράση θα εισάγεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Είναι εν γένει σκόπιμο τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης να ελέγχονται και με βάση τα αποτελέσματα μιας ανελαστικής στατικής ανάλυσης του ίδιου προσομοιώματος για την ίδια στάθμη σεισμικής δράσης.

3.5.1. Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς μελών οπλισμένου σκυροδέματος

3.5.1.1. Ενεργός ελαστική δυσκαμψία στοιχείων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3) η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F . Το διάγραμμα αυτό, χαρακτηρίζει το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης δ , η οποία επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου.

Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση. Επίσης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αναφέρει πως είναι γενικώς επαρκής η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F - δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος, παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη διαρροή του στοιχείου, μετά την οποία η καμπύλη F - δ μπορεί να λαμβάνεται με μηδενική κράτυνση (Σχ. 3.6).



Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, ορίζει την ενεργό δυσκαμψία στοιχείου μήκους L_s ως εξής:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y$$

Το μήκος διάτμησης L_s , σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού, ενώ σε υποστυλώματα λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ των δοκών.

Η ροπή διαρροής M_y μπορεί να ληφθεί ίση με τη ροπή διαρροής ή με την οριακή ροπή, με χρήση των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών.

Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου (καμπτικές, διατμητικές και λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου). Σε μέλη με διαφορετικό οπλισμό στα δύο πέλματα η εξίσωση δίνει διαφορετικές τιμές της K για θετική ή για αρνητική κάμψη. Η τιμή που χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς του μέλους, μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος της K στα δύο άκρα και για τα δύο πρόσημα της κάμψης.

Σύμφωνα με τον κανονισμό (§7.1.2.2γ), ο υπολογισμός των δυσκαμψιών γίνεται πάντοτε με μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και χωρίς συντελεστές γμ. Επιπλέον για να ληφθεί υπόψη το γεγονός πως, υπό σεισμό, δεν διαρρέουν σχεδόν ταυτόχρονα όλα τα κύρια μέλη ενός κτηρίου ή ενός ορόφου του, όταν γίνεται ανάλυση και έλεγχος του συνόλου, πρέπει οι τιμές δυσκαμψιών να πολλαπλασιασθούν με συντελεστή (προσομοιώματος) γ_{sd} . Ελλείπει ακριβέστερων στοιχείων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή συντελεστή γ_{sd} ίση με 1,25, για στάθμη επιτελεστικότητας Β, και $\pm 0,10$ για την στάθμη επιτελεστικότητας Α ή Γ, αντιστοίχως.

3.5.1.2. Ροπή διαρροής M_y διατομής με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη, με ομοιόμορφα κατανεμημένο και ασύμμετρο οπλισμό κορμού

Αν b είναι το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, d το στατικό ύψος, ρ , ρ' και ρ_v , τα -ανηγμένα στο $b \cdot d$ - ποσοστά οπλισμού του εφελκόμενου πέλματος, του θλιβόμενου πέλματος και του οπλισμού στον κορμό, ο οποίος θεωρείται ομοιόμορφα κατανεμημένος στο τμήμα του ύψους μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού και αν η απόσταση του θλιβόμενου οπλισμού από το θλιβόμενο πέλμα συμβολίζεται με d' , με το λόγο d'/d να ορίζεται ως δ' , τότε, με την αξονική δύναμη N να λαμβάνεται θετική, αν είναι θλιπτική, η ροπή διαρροής είναι:

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

όπου:

- $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ η καμπυλότητα διαρροής της διατομής
- ξ_y το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ανηγμένο στο στατικό ύψος d
- E_c , E_s τα μέτρα ελαστικότητας του σκ/τος και του οπλισμού

Υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής:

- Όταν η διαρροή διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε:

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

και το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή υπολογίζεται:

$$\xi_y = (a^2A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$$

Με

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{baf_y} \text{ και } B = \rho + \rho'\delta + 0,5\rho\nu(1 + \delta') + \frac{N}{baf_y}$$

- Όταν η διαρροή οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή υπολογίζεται:

$$\xi_y = (a^2A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$$

Με

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8\alpha b d f_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho\nu(1 + \delta')$$

Προφανώς, η $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ της διατομής είναι η μικρότερη των δύο ανωτέρων σχέσεων.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.1γ), στις πλακοδοκούς, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού. Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

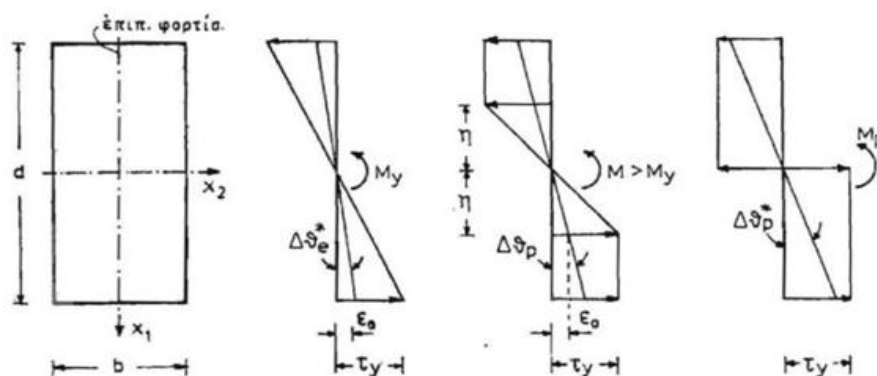
Η ροπή αντοχής ή διαρροής πλακοδοκών, εν γένει δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από την τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους σε θλίψη, είναι όμως ευαίσθητη στην αντίστοιχη τιμή σε εφελκυσμό. Η υποτίμηση της καμπτικής αντοχής πλακοδοκών, με υιοθέτηση χαμηλής τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό, είναι σε βάρος της ασφαλείας, εάν οδηγεί στο εσφαλμένο συμπέρασμα ότι η πλακοδοκός διαρρέει σε κάμψη προτού αστοχήσει σε τέμνουσα ή ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα.

3.5.1.3. Γωνία στροφής χορδής στη διαρροή θ_y

Οι εκτιμήσεις της μέγιστης πλαστικής στροφής γίνονται είτε με ανάλυση σε επίπεδο διατομής για τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων ροπών – καμπυλοτήτων, είτε χρησιμοποιώντας μέσες τιμές ικανότητας πλαστικής στροφής καμπτόμενων μελών που προτείνονται στην βιβλιογραφία για δοκούς και υποστυλώματα. Πρόκειται για εμπειρικές σχέσεις, οι οποίες βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα.

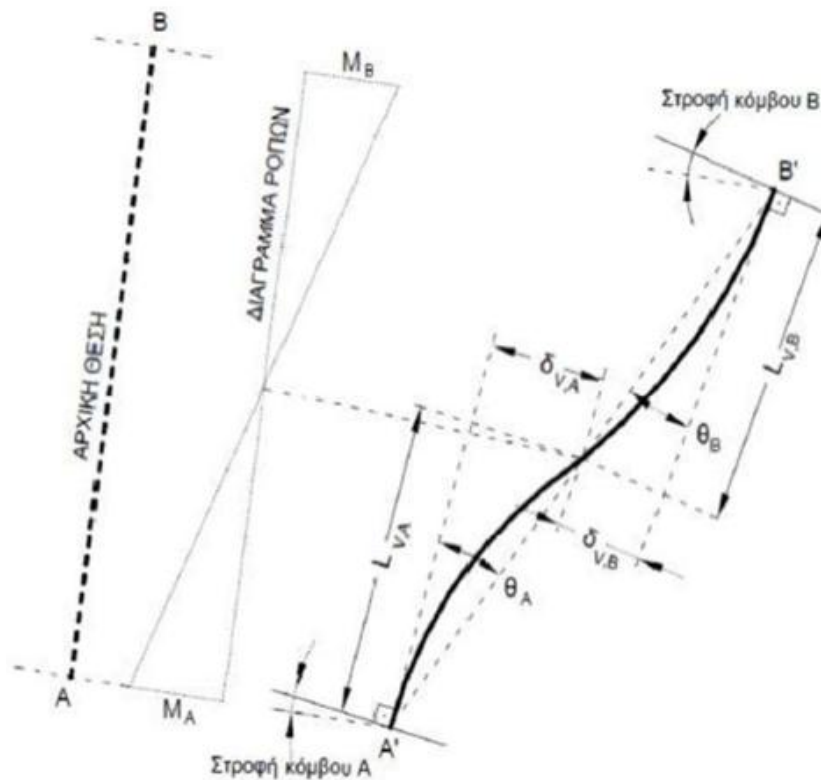
Η φυσική σημασία της πλήρους πλαστικής ροπής βασίζεται στο ότι η ροπή αυτή μετατρέπει τη διατομή στην οποία ενεργεί σε **πλαστική άρθρωση**. Στην πραγματικότητα μετατρέπεται σε πλαστική άρθρωση μια μικρή περιοχή της δοκού, εκατέρωθεν της διατομής που υφίσταται την πλήρη πλαστική ροπή M_p (Σχ. 3.5).

Σε μια κοινή άρθρωση οι διατομές που είναι εκατέρωθεν της άρθρωσης μπορούν να υποστούν οποιαδήποτε σχετική στρόφη, το ίδιο μπορεί να συμβεί και σε μια πλαστική άρθρωση. Όμως, ενώ σε μια κοινή άρθρωση οι σχετικές στροφές πραγματοποιούνται με μηδενικές ροπές κάμψεως, σε μια πλαστική άρθρωση πραγματοποιούνται από ροπές κάμψεως που είναι διαρκώς ίσες με την πλήρη πλαστική ροπή M_p της πλαστικής αρθρώσεως. Κάθε σχετική στρόφη που πραγματοποιείται από πλήρη πλαστική ροπή είναι ολοκληρωτικά πλαστική, επομένως διατηρείται και μετά την αποφόρτιση της δοκού.



Σχήμα 3.5. Σχηματική απεικόνιση πλαστικοποίησης διατομής

Αντίθετα με τις παραμορφώσεις σε επίπεδο διατομής, οι τοπικές μετακινήσεις σε επίπεδο μέλους είναι ξεκάθαρα μετρήσιμες και αποτελούν καλύτερη βάση βαθμονόμησης. Υπό αυτό το πρίσμα, των τοπικών μετακινήσεων μέλους, το έργο - αντίστοιχο μέγεθος της ροπής, M , είναι η στρόφη χορδής, θ (Σχ. 3.6).



Σχ.3.6. Γωνία στροφής χορδής μέλους

Η στροφή χορδής θ , αναφέρεται σε κάθε άκρο μέλους, (i) ή (j), ή στο μήκος διάτμησης του L_s , και ορίζεται ως η γωνία που σχηματίζει η εφαπτόμενη στον άξονα του μέλους, στο υπό εξέταση μετακινημένο άκρο, με τη χορδή που ενώνει νοητά τα άκρα του παραμορφωμένου μέλους. Έχει αποδειχθεί μέσω πειραματικών διατάξεων, ότι σε στοιχεία από Ω.Σ, που διαρρέουν καθαρά λόγω κάμψης, οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις. Η εξόλκευση του τμήματος των ράβδων πέραν της διατομής στήριξης είναι ανάλογη:

- (i) της μήκυνσης του χάλυβα στη διαρροή, και
- (ii) του μήκους που απαιτείται για την αγκύρωση των ράβδων.

Η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη σχέση, στην περίπτωση που δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y * \frac{L_s + \alpha_v * z}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y * d_b * f_y}{8 * \sqrt{f_c}} \quad [\Sigma.2]$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y * \frac{L_s + \alpha_v * z}{3} + 0.0013 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y * d_b * f_y}{8 * \sqrt{f_c}} \quad [\Sigma.3]$$

Όπου:

- 1^{ος} όρος $\left(\frac{1}{r}\right)_y * \frac{L_s + \alpha_v * z}{3}$: εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων
- 2^{ος} όρος $0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right)$: εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s

- 3^{0s} όρος $\frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y * d_b * f_y}{8 * \sqrt{f_c}}$: εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου
- $\alpha_v * z$: εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης
- z : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων
- $\alpha_v = \begin{cases} 1, & V_{R1} < V_{M_u} \\ 0, & V_{R1} \geq V_{M_u} \end{cases}$
- V_{R1} : η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου
- $V_{M_u} = \frac{My}{L_s}$: τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή

3.5.1.4. Καμπυλότητα αστοχίας

Η καμπυλότητα αστοχίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να υπολογισθεί συντάσσοντας διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής μέχρι την “αστοχία”, λαμβάνοντας υπόψη ότι η διατομή μπορεί να αστοχήσει είτε λόγω θραύσης του εφελκυόμενου οπλισμού είτε λόγω αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη και μάλιστα (ανάλογα με την περίσφιγξη της θλιβόμενης ζώνης) πριν ή μετά την αποφλοίωση του απερίσφιγκτου τμήματος της διατομής.

- Για αστοχία πριν απ’ την αποφλοίωση, η καμπυλότητα αστοχίας λόγω θραύσης του εφελκυόμενου χάλυβα είναι:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{su} = \frac{\epsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d}$$

- Λόγω αστοχίας του θλιβόμενου σκυροδέματος είναι:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cu} = \frac{\epsilon_{cu}}{(\xi_{cu})d}$$

Όπου:

- ξ_{su}, ξ_{cu} : το ανηγμένο στο d ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα και του σκυροδέματος
- ϵ_{su} : η ομοιόμορφη μήκυνση αστοχίας του εφελκυόμενου οπλισμού
- ϵ_{cu} : η βράχυνση αστοχίας της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος

3.5.1.5 Πλαστική γωνία στροφής χορδής και συνολική γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής $\theta_{u,pl}$ μιας κρίσιμης περιοχής και η διαθέσιμη συνολική γωνία στροφής θ_u στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζονται

λαμβάνοντας υπόψη όλες τις υπεισερχόμενες παραμέτρους των μεγεθών αυτών, πάντως δε συνεκτιμώντας υπέρ της ασφαλείας και όλες τις σχετικές πηγές αβεβαιότητας.

Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής στοιχείων ΟΣ, συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων (Παράρτημα 7β, ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, δίνεται ως ακολούθως:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^V) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25^{\left(\frac{\alpha_{ps} f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100} \rho_d) \quad [\text{εξ.3.5}]$$

όπου:

- $\alpha_s = M/V_h$, ο λόγος διάτμησης
- ω, ω' το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος).
- $\nu = N/bhf$ (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης)
- $\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης
- ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

Η μέση τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία, ισούται με:

$$\begin{aligned} \theta^{pl}_{um} &= \theta_u - \theta_y = \\ &= 0,0145(0,25)^V * \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} f_c^{0,2} * \alpha_s^{0,35} * 25^{\left(\frac{\alpha_{ps} f_{yw}}{f_c} \right)} * (1,275^{100} \rho_d) \quad [\text{εξ.3.6}] \end{aligned}$$

Οι πιο πάνω εξισώσεις, απαιτείται να **διορθωθούν**, ώστε να λαμβάνουν υπόψη τις διατάξεις των κανονισμών κατασκευής και τα χαρακτηριστικά των οπλισμών των στοιχείων:

1. Για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, το 2ο μέλος της Εξ. 3.5 χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,58 (ο συντελεστής γίνεται 0,009), ενώ το 2ο μέλος της Εξ.3.6 χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,56 (ο συντελεστής γίνεται 0,008).
2. Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τα ανωτέρω χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1,2. Αν οι

- διαμήκεις οπλισμοί του στοιχείου αποτελούνται από λείες ράβδους, ισχύει το κατωτέρω εδάφιο 4.
3. Αν το στοιχείο είναι υποστύλωμα ή τοίχωμα, από τη διατομή βάσης του οποίου αρχίζει ένωση των διαμήκων οπλισμών με παράθεση (υπερκάλυψη) ευθύγραμμων άκρων τους σε μήκος l_b , το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου μπορεί να υπολογισθεί από την Εξ. 3.6 (αν πρόκειται για τοίχωμα, ο συντελεστής 0,0145 αντικαθίσταται με 0,008 και αν πρόκειται για στοιχείο που ακολουθεί τις προ του 1985 διατάξεις ο συντελεστής διαιρείται δια 1,2) με εφαρμογή της πρόβλεψης της § 7.2.1 (i) του κανονισμού.
 4. Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση **λείων ράβδων**, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_{um} , υπολογίζεται ως το 95% της τιμής που προκύπτει κατά τα ανωτέρω. Αν, επιπλέον, το στοιχείο είναι υποστύλωμα ή τοίχωμα, από τη διατομή βάσης του οποίου αρχίζει ένωση των λείων διαμήκων οπλισμών με παράθεση (υπερκάλυψη) των άκρων τους με άγκιστρα σε μήκος l_b τουλάχιστον $15d_b$, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_{um} , υπολογίζεται ως το αποτέλεσμα της Εξ. 3.5 (λαμβάνοντας υπόψη και το εδάφιο I για τα τοιχώματα) επί 0,016 ($10 + \min(40, l_b/db)$), δίνοντας τιμή μειωτικού συντελεστή 0,8 αν $l_b \geq 40db$ (η οποία ισούται με την τιμή $0,95/1,2=0,8$, που προκύπτει κατά το εδάφιο (2) σε συνδυασμό με το παρόν).

3.5.1.6. Διατμητική αντοχή υπό ανακυκλιζόμενη ένταση

Σε γραμμικά μέλη οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις είναι αυτές που οφείλονται στη σχετική στροφή γειτονικών διατομών (η καμπυλότητα είναι η σχετική στροφή δύο διατομών δια της απόστασής τους). Το πέραν των καμπτικών τμήμα των παραμορφώσεων, αυτό δηλαδή που οφείλεται στη σχετική μετάθεση γειτονικών διατομών χωρίς σχετική στροφή τους, ονομάζεται διατμητική παραμόρφωση. Η διατμητική παραμόρφωση γ είναι έργο αντίστοιχο της τέμνουσας V (όπως είναι η ϕ για τη ροπή M) και το ολοκλήρωμα της $Vd\gamma$ είναι η ανά m μήκους του μέλους διατμητική ενέργεια παραμόρφωσης. Επομένως, η συμβολή της διάτμησης στην απορρόφηση ενέργειας κατά την σεισμική απόκριση καθορίζεται από τους βρόγχους $V-\gamma$ των μελών.

Όταν όλα τα συστατικά ενός μέλους οπλισμένου σκυροδέματος, δηλ. το σκυρόδεμα και παραμορφώσεις μπορούν να θεωρηθούν κατά ικανοποιητική προσέγγιση ότι οι οπλισμοί, λειτουργούν στην ελαστική περιοχή, οι διατμητικές οφείλονται μόνο στην τέμνουσα δύναμη V και οι καμπτικές μόνο στη ροπή

κάμψης M . Μετά τη διαρροή των διαμηκών ράβδων λόγω κάμψης, όπως οι ανελαστικές καμπτικές παραμορφώσεις προκαλούν και ανελαστικές διατμητικές. Μάλιστα, ενώ η τέμνουσα δύναμη είναι πρακτικά σταθερή στο μήκος διάτμησης L_s , οι ανελαστικές διατμητικές παραμορφώσεις εντοπίζονται μόνο στην περιοχή όπου η M ξεπερνάει τη ροπή διαρροής M_y , δηλ. στην ‘πλαστική άρθρωση’ [Φαρδής, 2005].

Η ασήμαντη απορρόφηση ενέργειας κατά την ανακύκλιση, μαζί με την πρακτικά απεριόριστη βαθμιαία αύξηση του μεγέθους των διατμητικών παραμορφώσεων λόγω ανακυκλιζόμενης έντασης σταθερού εύρους, δείχνει ότι ο διατμητικός τρόπος συμπεριφοράς δεν διαθέτει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και τη σταθερότητα των βρόγχων που απαιτούμε από την ανελαστική απόκριση. Επιπλέον, η αστοχία σε διάτμηση οφείλεται σε αστοχία της θλιβόμενης ζώνης από λοξό εφελκυσμό ή του κορμού σε λοξή θλίψη, χωρίς τη δυνατότητα βελτίωσης μέσω περισφιγξης. Επομένως είναι ψαθυρή. Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της αντίστασης σε τέμνουσα, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση όπου αρχικώς ήταν $V_R < V_{Mu}$.

Οι μηχανισμοί οι οποίοι οδηγούν στη μείωση της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση της φόρτισης είναι πολλοί:

- Η σταδιακή μείωση της αλληλεμπλοκής των αδρανών κατά μήκος των διαγωνίων ρωγμών καθώς οι δύο επιφάνειες εκατέρωθεν της ρωγμής γίνονται πιο λείες με την ανακύκλιση.
- Η σταδιακή μείωση της δράσης βλήτρου καθώς και η ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων στον διαμήκη οπλισμό.
- Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών στο μέλος και η μείωση της συνεισφοράς της θλιβόμενης ζώνης στη διατμητική αντοχή που αυτή συνεπάγεται.
- Η σταδιακή μείωση της αλληλεμπλοκής των αδρανών κατά μήκος των διαγωνίων ρωγμών καθώς το πλάτος τους μεγαλώνει με την ανακύκλιση λόγω της ολίσθησης που συνοδεύει τη συνάφεια μεταξύ συνδετήρων και σκυροδέματος και των πλαστικών παραμορφώσεων στους συνδετήρες.

Το προσομοίωμα του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τη διατμητική αντοχή λαμβάνει υπόψη τις μειώσεις, όχι μόνο της συνεισφοράς του σκυροδέματος, αλλά και αυτής του εγκάρσιου οπλισμού με την ανακύκλιση (Παράρτημα. 7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΜΕΛΕΤΗΣ & ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ: Ξενοδοχείο στην Κεφαλλονιά

4.1.1.ΘΕΣΗ

Το ξενοδοχείο βρίσκεται στο νότιο άκρο του νησιού, στην περιοχή της Κουνόπετρας, εκτός ορίων οικισμού Μαντζαβινάτων δήμου Παλικής σε απόσταση 7χμ από το Ληξούρι.

4.1.2.ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ

Πρόκειται για συγκρότημα κτιρίων που εκτείνονται σε μια έκταση 20 στρεμμάτων. Διαθέτει 48 δωμάτια (δίκλινα, τρίκλινα και για οικογένειες). Στον περιβάλλοντα χώρο υπάρχουν 2 πισίνες ενηλίκων και μία ειδική για παιδιά, καθώς επίσης και υδάτινο πάρκο. Επιπλέον, διαθέτει pool bar, εστιατόριο και παραδοσιακή ταβέρνα. Ακόμα, στις υποδομές του ξενοδοχείου εντάσσονται η παιδική χαρά, ο παιδότοπος και οι αθλητικές εγκαταστάσεις. Επίσης, στεγάζεται mini market και parking. Τέλος, το τοπίο συμπληρώνει ένας υπέροχος κήπος.

4.1.3.ΚΕΝΤΡΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΒΛΑΒΕΣ

Τα φέροντα δομικά στοιχεία του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και σχεδιάστηκαν με τις διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) και του Αντισεισμικού Κανονισμού (1959).

Μετά τους ισχυρούς σεισμούς της Κεφαλονιάς (26.1.2014 και 3.2.2014) πραγματοποιήθηκε **αντισεισμικός αρμός** που χωρίζει το συνολικό κτίριο σε δύο τμήματα (τμήμα Α + τμήμα Β), χωρίς βέβαια να διακόπτεται η επικοινωνία τους στην λειτουργία του διαδρόμου και την ελεύθερη μετάβαση των χρηστών από το ένα στο άλλο. Η επέμβαση αυτή στο κτίριο κρίθηκε απαραίτητη, καθώς μειώνει τη ευαισθησία της κατασκευής έναντι στρέψης λόγω της έντονης μη κανονικότητας της κάτοψής του (μορφής περίπου γάμμα).

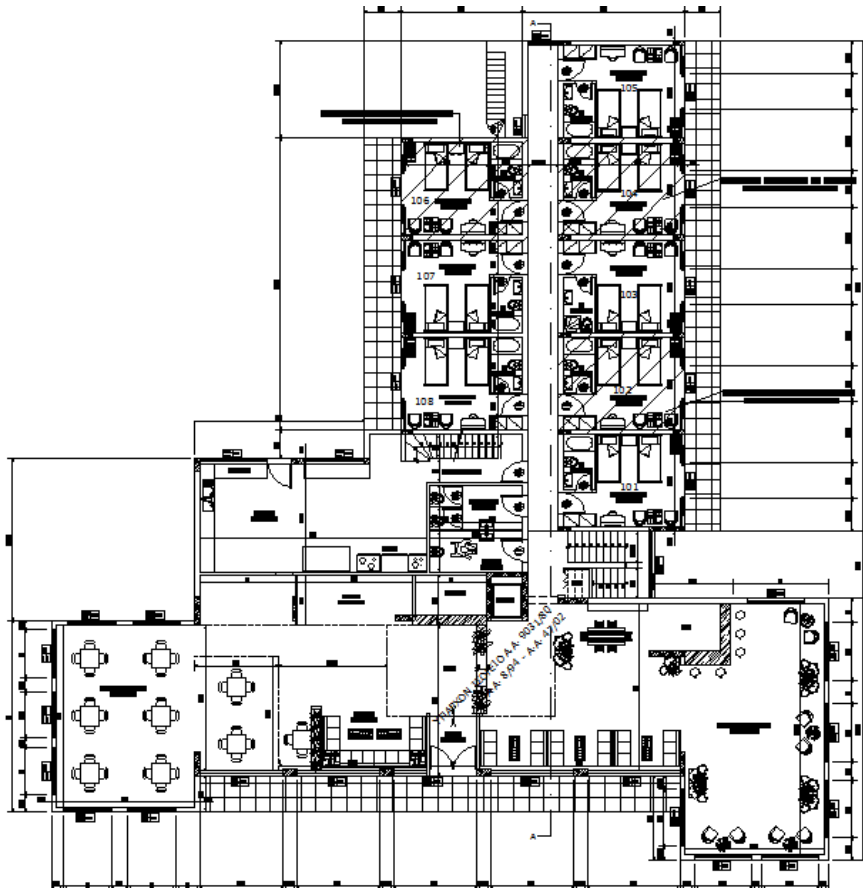
Ο αρμός υλοποιήθηκε σε μήκος 14,9 m και πλάτος 10 cm.

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία στη θέση της αδιατάρακτης κοπής του κτιρίου αποτελούν στοιχεία του εμπρόσθιου τμήματος Α. Έτσι, στο οπίσθιο τμήμα Β προστέθηκαν 4 υποστυλώματα ακριβώς κατά μήκος της παρειάς πραγματοποίησης του αρμού.

Τα πρόσθετα φέροντα στοιχεία του τμήματος Β κατασκευάστηκαν από σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 και χάλυβα οπλισμού B500C.

Τα νέα υποστυλώματα είναι: K37(30x40), K38 (30x45), K39 (50x20), K40 (30x40) και έχουν οπλισθεί με διατμητικό οπλισμό Φ10/10 δίτμητο και διαμήκη οπλισμό 4Φ20 (γωνιακά) & 2Φ16 (ενδιάμεσος στην μεγάλη παρειά).

Παρακάτω παρατίθενται βασικά αρχιτεκτονικά σχέδια του εξεταζόμενου κτιρίου:

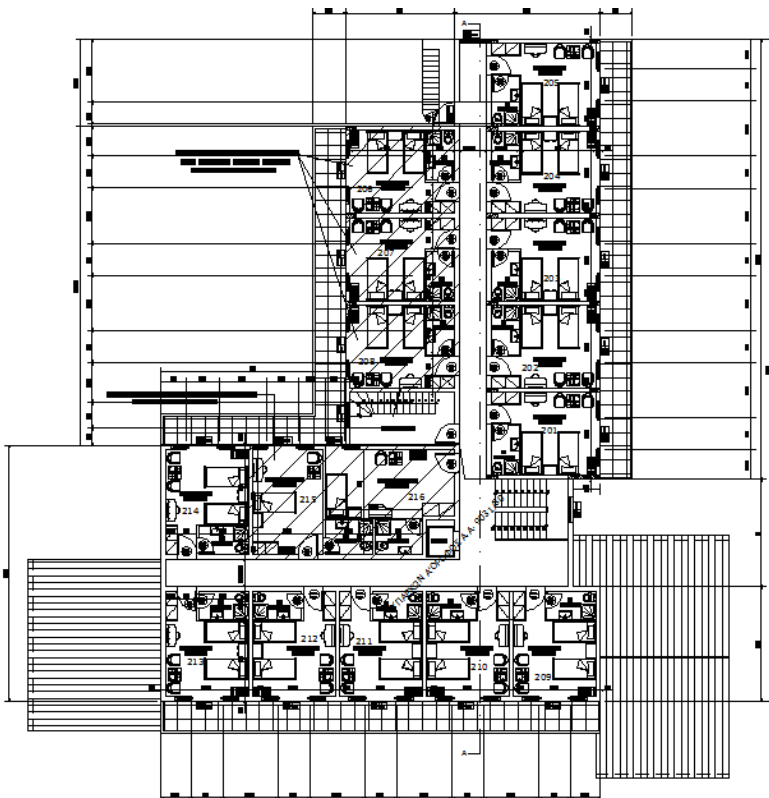


ΚΑΤΩΨΗ 1: ΙΣΟΓΕΙΟΥ

Το υπάρχον ισόγειο έχει επιφάνεια $A=572m^2$.

Διαθέτει :

- Κεντρική είσοδο
- καθιστικό,
- lobby,
- αίθουσα snack-bar,
- γραφείο
- reception
- bar
- σαλόνι
- μαγειρείο
- 8 δίκλινα δωμάτια
- Κλιμακοστάσιο
- Ανελκυστήρα
- WC
- βεράντες



ΚΑΤΩΨΗ 2: 1^{ΟΥ} ΟΡΟΦΟΥ

Επιφάνεια $A=442m^2$, με 16 δωμάτια.

• Ήδη, μόνο από τις κατόψεις, αντιλαμβανόμαστε την μη κανονικότητα σε κάτοψη, αλλά και τις μεταβολές καθ' ύψος.

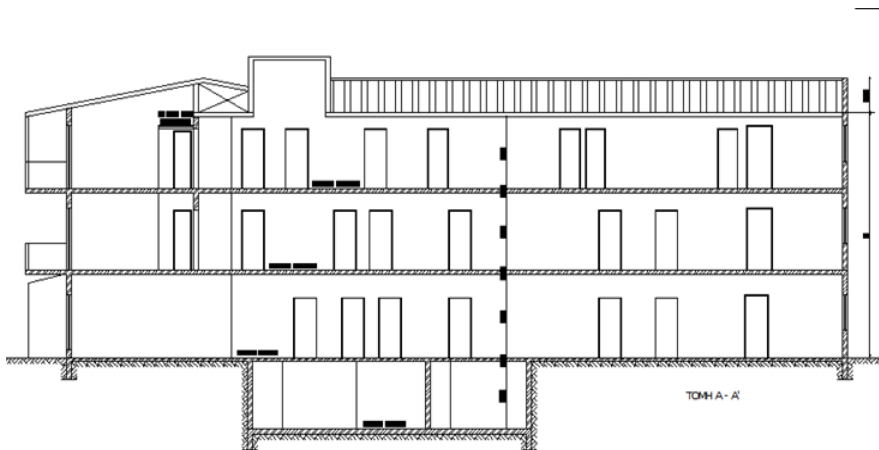
• Στο τμήμα των δωματιών βλέπουμε να υπάρχει σχετική ομοιομορφία.

• Στο μπρόσθιο τμήμα έχουμε μεταβολή της κάτοψης αριστερά και δεξιά δύο μονώροφα (εστιατόριο & καθιστικό)

• Λόγω και των διαφορετικών χώρων ,με πολλαπλές χρήσεις δισυνομάσμε συνέπειες εξαιτίας της μη συμμετρικής κατανομής της μάζας και της δυσκαμψίας.

ΚΑΤΟΨΗ 5: Υπόγειο

- Υπάρχει μικρό υπόγειο, του οποίου η προσομοίωση δεν κρίθηκε



Σχέδιο τομής Α-Α':

Χαρακτηριστική τομή
κατά μήκος του βάθους
του κτιρίου

4.1.4.ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β:

Είναι το ανατολικό τμήμα του αρχικού κτηρίου. Πρόκειται για τριώροφο κτίριο με υπάρχον μικρό υπόγειο και ξύλινη στέγη. Πιο συγκεκριμένα, το ισόγειο και ο 1^{ος} όροφος έχουν φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα και ο 2^{ος} όροφος είναι ξύλινος. Ο 2^{ος} όροφος αποτελεί προσθήκη.

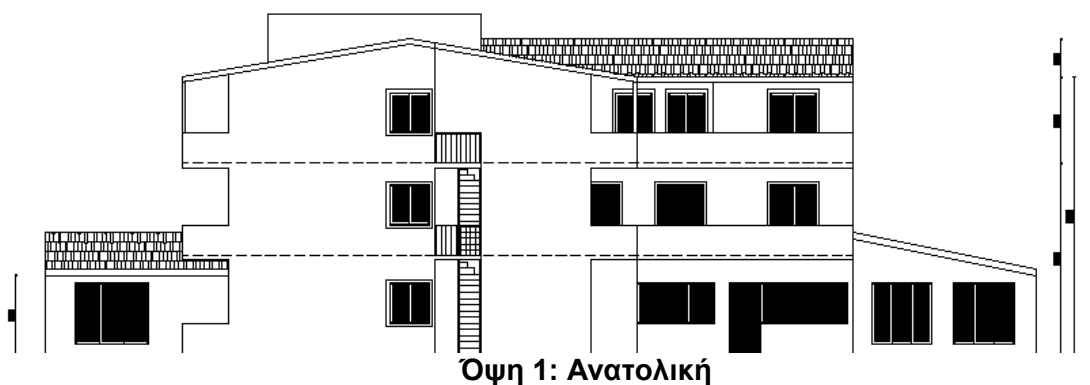
Το πάχος των πλακών είναι 20 cm και το ύψος των ορόφων είναι: ισόγειο 3,25 m, 1^{ος} όροφος 3,05 m, 2^{ος} όροφος 2,65m, υπόγειο 2,65m.

Το κλιμακοστάσιο της κάτοψης είναι μεταλλικό.

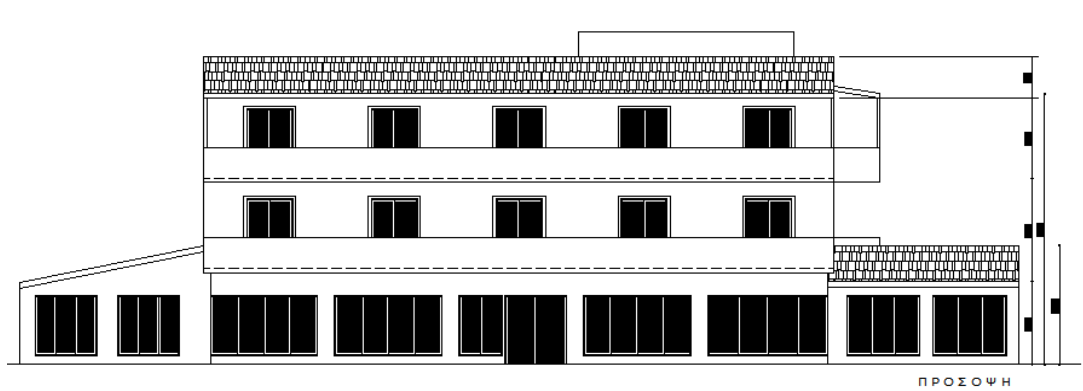
Το τμήμα αυτό αποτελεί το χώρο των δωματίων. Κάθε όροφος διαθέτει 7 δίκλινα υπνοδωμάτια και έναν κεντρικό διάδρομο πλάτους 1.30m, που τα συνδέει μεταξύ τους. Κάθε δωμάτιο είναι πλήρως εξοπλισμένο και διαθέτει wc με ντουζιέρα και εντοιχισμένη ντουλάπα. Επίσης, έχει πρόσβαση σε μπαλκόνι μέσω συρόμενου κουφώματος. Κάθε δωμάτιο έχει επιφάνεια $E=13.50m^2$.

Η συνολική επιφάνεια του κτιρίου είναι περίπου $3 \times 195m^2=585 m^2$.

Παρακάτω φαίνονται οι αρχιτεκτονικές όψεις του κτιρίου:

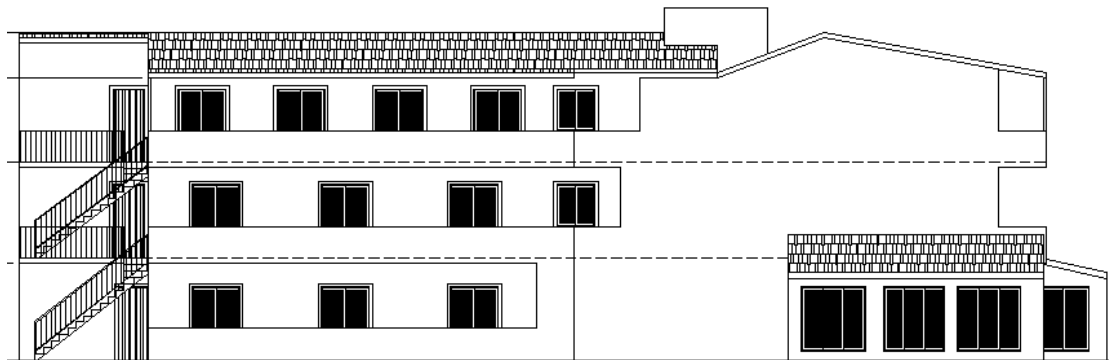


Από τις όψεις του κτιρίου θα αντλήσουμε δεδομένα για το ποσοστό των ανοιγμάτων (βλέπε υπολογισμός φορτίων) και την κατανομή (ακριβή θέση και διαστάσεις) των τοιχοπληρώσεων, που θα βοηθήσουν στην μελέτη του ρόλου των τοιχοπληρώσεων.



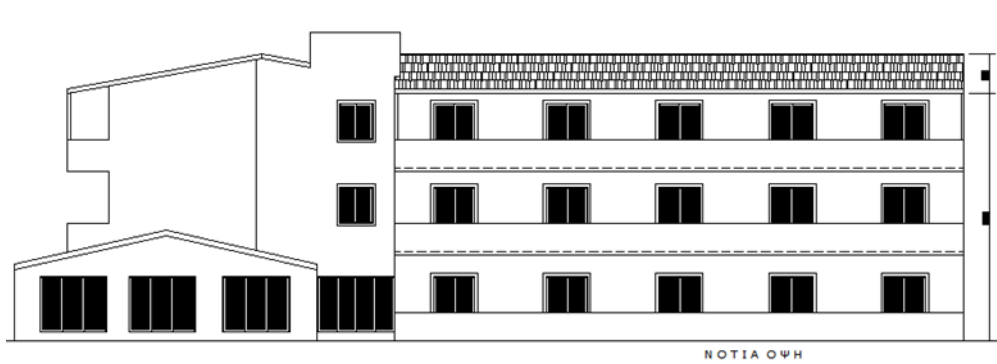


Φωτογραφία της πρόσοψης πριν το σεισμό



Όψη 3: Βορινή

Επίσης, από τις όψεις μπορούμε να πάρουμε μια πρώτη εικόνα για την ύπαρξη ασύμμετρων εσοχών που θα βοηθήσουν για τους ελέγχους της κανονικότητας καθ' ύψος. Σχηματικά, φαίνεται κανονικό. Το τμήμα Β είναι προφανώς κανονικό καθ' ύψος.



Όψη 4: Νότια

4.2.ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ & ΕΚΤΙΜΗΣΕΙΣ

4.2.1. Πλάκες:

Σύμφωνα με την κάτοψη του φέροντος οργανισμού υπάρχουν 5 πλάκες, εκ των οποίων οι δύο είναι μπαλκόνια. Οι υπόλοιπες Π₁, Π₂, Π₃ έχουν περιμετρικά δοκούς αλλά λόγω της γεωμετρίας τους έχουν οπλισθεί σαν διέριστες.

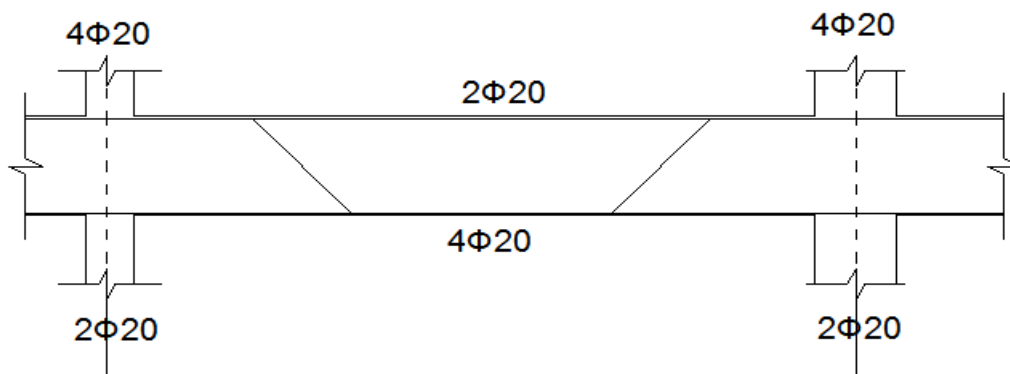
Διαπιστώθηκαν αρκετά αραιοί οπλισμοί. Συγκεκριμένα, εκτιμάται κύριος οπλισμός Φ8/15 (ο μισός κάτω ίσος και μισός κεκαμμένος). Ο οπλισμός διανομής και αποσχίσεως Φ6/25. Πρόσθετος οπλισμός στηρίξεως Φ8/30.

4.2.2. Δοκοί:

Γενικώς, παντού η συμμετοχή των συνδετήρων είναι ανύπαρκτη, καθώς δεν πληρούν τις σύγχρονες πρότυπες κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπλισης και αγκύρωσης του οπλισμού διατμήσεως. Οι συνδετήρες δεν είναι πυκνοί, ούτε κλειστοί ούτε αγκυρωμένοι με άγκυστρο, δεν προσφέρουν περίσφιγξη στο σκ/μα.

Δ7-Δ5-Δ6: στο μέσον διαμήκης οπλισμός 2Φ20 άνω και 4Φ20 κάτω και στη στήριξη 4Φ20 άνω και 2Φ20 κάτω με Σ Φ8/40 πιθανότατα.

Δ18-Δ19-Δ20-Δ21: οπλισμός 2Φ20 άνω και κάτω & πιθανότατα συνδετήρες Φ8/40.

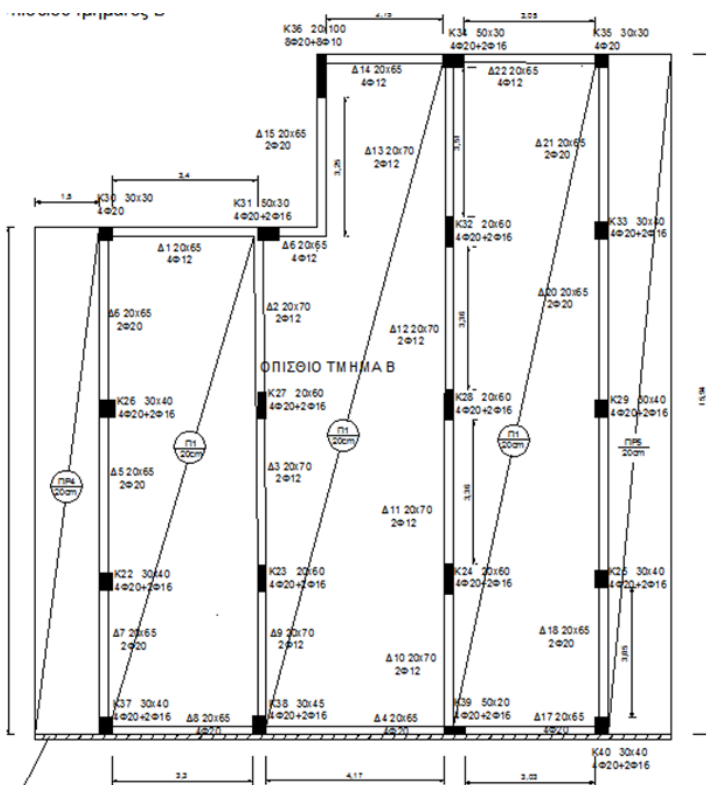


Τυπική όπλιση δοκαριού

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΛΑΚΟΔΟΚΩΝ						
(ισόγειο & 1ος όροφος)						
α/α	ΟΝΟΜΑ		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΚΑΘΑΡΟ	ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ	ΣΥΝΕΡΓΑΖΟΜΕΝΟ
			(πλάτος x ύψος)	ΑΝΟΙΓΜΑ (m)	ΜΗΚΟΣ(m)	ΠΛΑΤΟΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ (m)
1	Δ1		20X65	3,40	3,60	0,81
2	Δ2		20X70	3,67	3,77	1,58
3	Δ3		20X70	3,46	3,66	1,22
4	Δ4		20X65	4,17	4,37	0,81
5	Δ5		20X65	3,65	3,85	1,28
6	Δ6		20X65	3,75	3,95	1,28
7	Δ7		20X65	2,99	3,19	1,06
8	Δ8		20X65	3,30	3,50	0,80
9	Δ9		20X70	2,91	3,11	1,26
10	Δ10		20X70	3,11	3,31	1,13
11	Δ11		20X70	3,36	3,56	1,20
12	Δ12		20X70	3,36	3,56	1,20
13	Δ13		20X70	3,51	3,71	1,46
14	Δ14		20X65	2,75	2,95	0,70
15	Δ15		20X65	3,05	3,35	0,83
16	Δ16		20X65	1,10	1,20	0,54
17	Δ17		20X65	3,03	3,23	0,75
18	Δ18		20X65	3,05	3,25	1,31
19	Δ19		20X65	3,60	3,80	1,26
20	Δ20		20X65	3,76	3,96	1,31
21	Δ21		20X65	3,63	3,83	1,50
22	Δ22		20X65	3,05	3,25	0,75

4.2.3. Υποστυλώματα:

ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΟ ΙΟΝΙΑΝ ΘΑΛΑΣΣΑ					
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)					
ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β					
ΠΙΝΑΚΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (ισόγειο & 1 ^{ος} όροφος)					
α/α			ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΓΕΩΜ. ΠΟΣΟΣΤΟ ΟΠΛ. ρ
1		K22	30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,014
2		K23	20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,014
3		K24	20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,014
4		K25	30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,014
5		K26	30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,014
6		K27	20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,014
7		K28	20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,014
8		K29	30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,014
9		K30	30 x 30	4Φ20	0,014
10		K31	50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,011
11		K32	20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,014
12		K33	30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,014
13		K34	50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,011
14		K35	30 x 30	4Φ20	0,014
15		K36	20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,016
16	ΝΕΑ (ΠΡΟΣΘΕΤΑ) ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	K37	30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,014
17		K38	30 x 45	4Φ20 + 2Φ16	0,012
18		K39	50 x 20	4Φ20 + 2Φ16	0,017
19		K40	30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,014



Κάτοψη Φέροντος Οργανισμού

4.3.3. ΥΛΙΚΑ ΚΤΙΡΙΟΥ (πριν το 1984)

4.3.1. Σκυρόδεμα:

- C8 :

→ $f_{ck} = 8 \text{ MPa}$

→ $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MPa]}$

→ $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \text{ [MPa]}$

→ $f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm} \text{ [MPa]}$

→ $f_{ctk,0.95} = 1,3 f_{ctm} \text{ [MPa]}$

→ $E_{cm} = 22 \times \left\{ \frac{f_{cm}}{10} \right\}^{0.3} \text{ [GPa]}$
 $= 25.331.370 \text{ kPa}$

→ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
 (συμπεριλαμβάνει και το ίδιο βάρος του οπλισμού)

→ $\nu = 0.2$

→ $A = 10^{-5}$ (γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής)

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: C8
 Material Type: Concrete
 Material Notes: Modify/Show Notes...

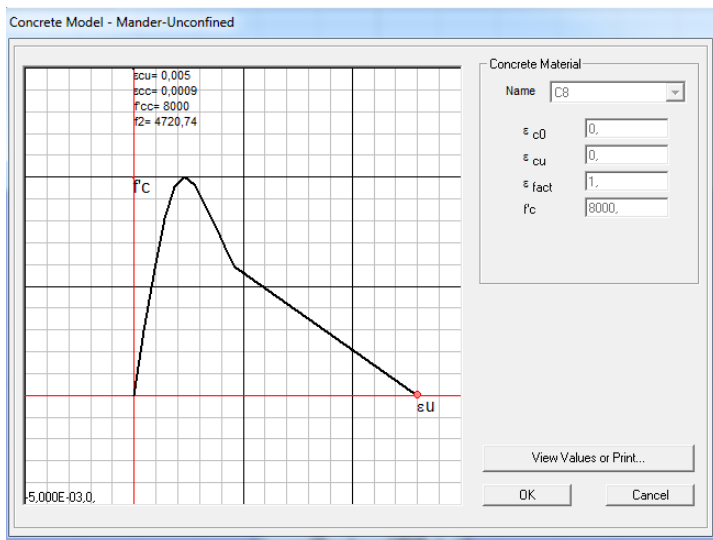
Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 25
 Mass per Unit Volume: 2,5493
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 25331370
 Poisson's Ratio, U: 0,2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-05
 Shear Modulus, G: 10554738

Other Properties for Concrete Materials
 Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 8000
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display
 OK Cancel

Δημιουργία υλικών στο SAP



Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων σκ/τος

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: C25/30
 Material Type: Concrete
 Material Notes: Modify/Show Notes...

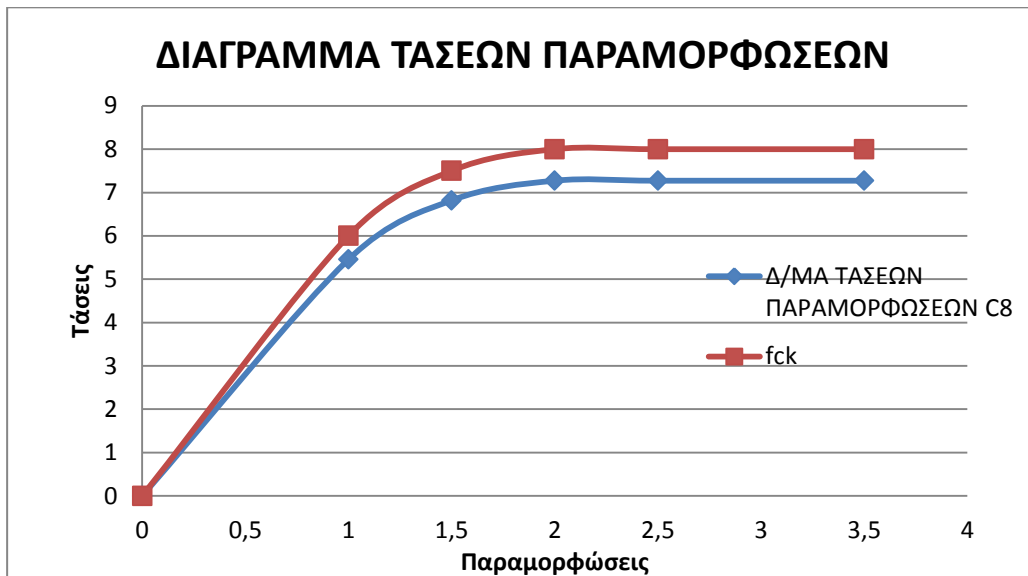
Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 25
 Mass per Unit Volume: 2,5493
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 31000000
 Poisson's Ratio, U: 0,2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 5,500E-06
 Shear Modulus, G: 12916667

Other Properties for Concrete Materials
 Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 25000,
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display
 OK Cancel

Υλικό για τα νέα υποστυλώματα



Διάγραμμα σ-ε σκ/τος χωρίς συντελεστές ασφαλείας και με συντελεστή 1.1

4.3.2. Χάλυβας:

Διαμήκης οπλισμός:

- S400 => $f_{yk}=400\text{MPa}$
- Χωρίς κράτυνση
- Συγκολλησίμος υπό προϋποθέσεις σύμφωνα με ΕΛΟΤ959
- Υψηλή συνάφεια (νευροχάλυβας)
- Μηδενικό ι.β. $\gamma=0$ (καθώς το έχω συμπεριλάβει στο σκυρόδεμα)
- $E_s=200\text{GPa}$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: S400 ■

Material Type: Rebar

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0,

Mass per Unit Volume: 0,

Units: KN, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2,000E+08

Poisson's Ratio, ν : 0,

Coefficient of Thermal Expansion, α : 1,170E-05

Shear Modulus, G: 0,

Other Properties for Rebar Materials

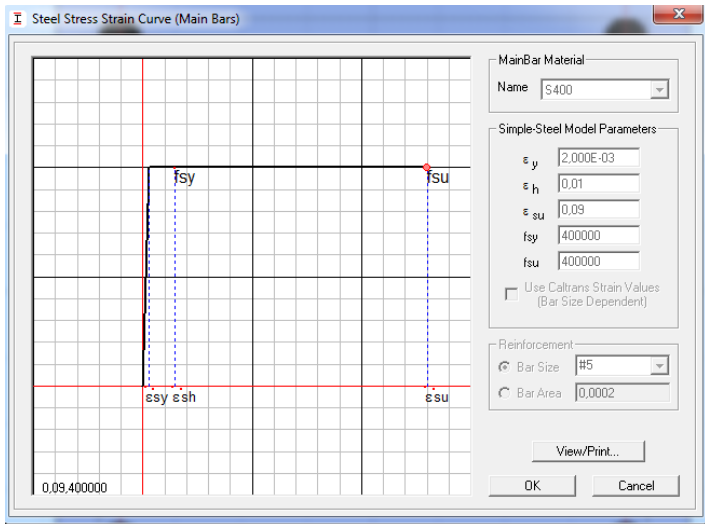
Minimum Yield Stress, F_y : 400000

Minimum Tensile Stress, F_u : 400000

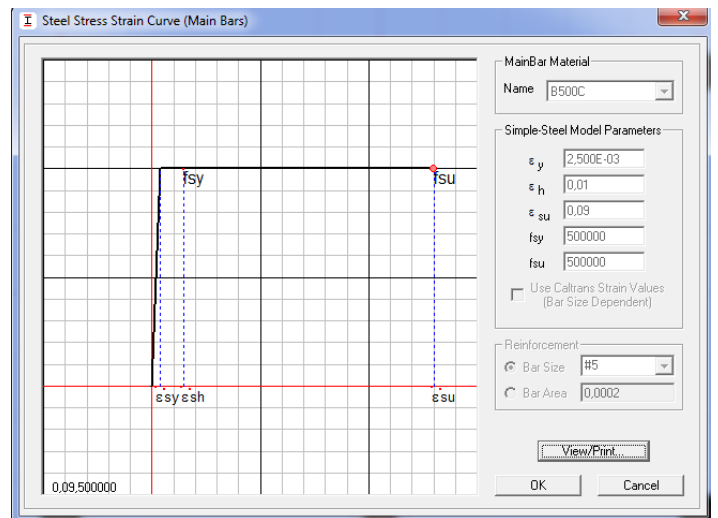
Expected Yield Stress, F_{ye} : 400000

Expected Tensile Stress, F_{ue} : 400000

Switch To Advanced Property Display



Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα S400



Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων S500

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: B500C
 Material Type: Rebar
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 0
 Mass per Unit Volume: 0,
 Units: KN, m, C

Uniaxial Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 2,000E+08
 Poisson's Ratio, U: 0,
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05
 Shear Modulus, G: 0,

Other Properties for Rebar Materials
 Minimum Yield Stress, Fy: 500000,
 Minimum Tensile Stress, Fu: 500000,
 Expected Yield Stress, Fye: 500000,
 Expected Tensile Stress, Fue: 500000,

Switch To Advanced Property Display
 OK Cancel

Χάλυβας οπλισμού
σκυροδέματος
B500C
στα νέα υποστυλώματα

Εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες):

- S220 => $f_{yk}=220\text{MPa}$
- Συγκολλησιμος υπό προϋποθέσεις
- Λείες ράβδοι,θερμής έλασης

4.3.3. Παρατηρήσεις επί στατικού προσομοιώματος & γεωμετρίας:

- Θεωρώ ότι η δοκός Δ15 στηρίζεται στην Δ16. Γενικά υπάρχει μια ασάφεια ως προς ποια δοκός αποτελεί στήριξη για την άλλη, δεδομένου ότι δεν γνωρίζουμε ακριβώς τη λεπτομέρεια όπλισης της σύνδεσης των δύο δοκών. Εδώ κάνουμε την παραπάνω υπόθεση με τη σκέψη ότι η Δ15 λόγω του μεγαλύτερου μήκους της θα εμφανίζει μεγαλύτερα βέλη και μπορεί να στηριχθεί στη Δ16. Επομένως, για τους υπολογισμούς στο χέρι λαμβάνω το σύστημα των συνεχών δοκών Δ1-Δ16 ως μονοπροέχουσα και τη Δ15 ως αμφιέρειστη.

4.4. Προσομοίωση υφιστάμενου δομήματος :

4.4.1 Γενικά

Θα γίνει χρήση του λογισμικού SAP2000v15.1.

Θα δημιουργηθούν δύο βασικά μοντέλα για τις αναλύσεις. Τα μοντέλα αυτά θα διαφοροποιούνται ως προς τις συνθήκες στήριξης. Στο πρώτο θα θεωρηθεί ότι τα υποστυλώματα είναι πλήρως πακτωμένα στη βάση τους, ενώ στο δεύτερο θα γίνει μια ειδική προσομοίωση της θεμελίωσης.

Επίσης στο κάθε ένα μοντέλο θα εξεταστεί η επιρροή των τοιχοπληρώσεων και θα γίνει η προσομοίωση τους και σύγκριση με το αντίστοιχο μοντέλο χωρίς τοιχοπληρώσεις.

Το μεταλλικό κλιμακοστάσιο θα αμεληθεί και δεν θα συμπεριληφθεί ούτε σαν φόρτιση στο μοντέλο.

4.4.2. Προσδιορισμός κάνναβου σχεδίασης:

Κατά τη σχεδίαση των δομικών στοιχείων, το SAP2000v15 συνδέει όλες τις διατομές κεντροβαρικά. Γι' αυτό οι συντεταγμένες του καννάβου έχουν προκύψει από τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων. Βέβαια, είναι προφανές ότι δεν βρίσκονται όλα τα κ.β. των υποστυλωμάτων στην ίδια περασιά. Στη συγκεκριμένη κάτοψη οι εκκεντρότητες είναι σχετικά μικρές. Επομένως, αρχικά θα σχεδιάσω φορέα με έναν κάνναβο και έπειτα με μικρές διορθώσεις θα λάβω υπόψη την πραγματική θέση των υποστυλωμάτων και το υπαρκτό μήκος των δοκών.

Σημειώνεται, ότι το ισόγειο και ο πρώτος όροφος έχουν πανομοιότυπη κάτοψη που σημαίνει ότι αρκεί η σωστή προσομοίωση του ενός ορόφου και

έπειτα με την εντολή της αντιγραφής(edit/replicate) ολοκληρώνεται το προσομοίωμα. Το ύψος του κάθε ορόφου ορίζεται ως η κατακόρυφη απόσταση δύο διαδοχικών διαφραγμάτων(συμπεριλαμβανόμενου του πάχους της πλάκας). Με αρχικό σημείο αναφοράς τη γραμμή εδάφους. Έτσι προκύπτουν τα σημεία του άξονα z του καννάβου.

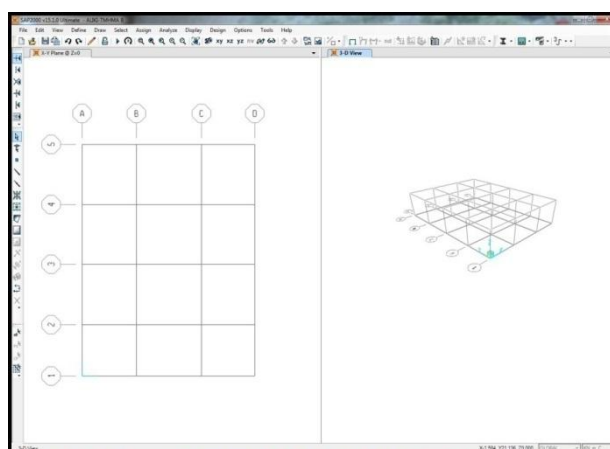
Στάθμες Z (m)		
1.	0,00	στάθμη εδάφους
2.	3,25	διάφραγμα 1 ^{ου} ορόφου
3.	6,30	διάφραγμα 2 ^{ου} ορόφου

Παρακάτω δίνονται οι συντεταγμένες όλων των στοιχείων σε κάτοψη υπολογισμένες κεντροβαρικά και με σημείο αναφοράς (0,0) το κέντρο βάρους του υποστυλώματος K37.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (ισόγειο & 1^{ος} όροφος)

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΩΝ								
α/α	ΟΝΟΜΑ		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (m)		ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΣΥΝ/ΝΕΣ		ΑΠΟΛΥΤΕΣ ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ Κ.Β.	
			x	y	X (m)	Y(m)	X (m)	Y(m)
1	K37	30X40	0,3	0,4	0,00	0,00	0,00	0,00
2	K38	30X45	0,3	0,45	3,60	0,05	3,60	0,05
	Δ9		0,2				3,65	-0,10
3	K39	50X20	0,5	0,2	4,57	-0,10	8,17	-0,10
4	K40	30X40	0,3	0,4	3,43	0,00	11,60	0,00
5	K22	30X40	0,3	0,4	0,00	3,45	0,00	3,45
6	K23	20X60	0,2	0,6	3,65	3,51	3,65	3,51
7	K24	20X60	0,2	0,6	4,42	3,51	8,02	3,51
8	K25	30X40	0,3	0,4	11,60	3,45	11,60	3,45
9	K26	30X40	0,3	0,4	0,00	7,44	0,00	7,44
10	K27	20X60	0,2	0,6	3,65	7,52	3,65	7,52
11	K28	20X60	0,2	0,6	4,42	7,52	8,02	7,52
12	K29	30X40	0,3	0,4	11,60	7,44	11,60	7,44
13	K30	30X30	0,3	0,3	0,00	11,54	0,00	11,54
14	K31	50X30	0,5	0,3	3,80	11,54	3,80	11,54
	Δ1			0,2				11,59
15	K32	20X60	0,2	0,6	4,42	11,48	8,02	11,48
16	K33	30X40	0,3	0,4	11,60	11,61	11,60	11,61
17	K36	20X100	0,2	1	5,05	15,24	5,05	15,24
18	K34	50X30	0,5	0,3	2,95	15,59	8,15	15,59
19	K35	30X30	0,3	0,3	11,60	15,59	11,60	15,59

Με special joint



Εισαγωγή Κάνναβου Σχεδίασης στο SAP

4.4.3 Προσομοίωση πλακών & διαφραγματικής λειτουργίας

Τα οριζόντια φέροντα στοιχεία, οι πλάκες δεν θα προσομοιαστούν με επιφανειακά στοιχεία. Η επιλογή αυτή έγινε με βάση τις παρακάτω σκέψεις:

- δεν υπάρχουν μεγάλα προεξέχοντα τμήματα σε κάτοψη, χωρίς οπές, κλιμακοστάσιο ή περίεργες αρχιτεκτονικές διαμορφώσεις
- => η κάτοψη του τμήματος είναι κανονική, σχεδόν συμμετρική και τετραγωνική, με 3 κύριες πλάκες και 2 πλάκες προβόλους=> εύκολο στατικό προσομοίωμα
- οι πλάκες έχουν σχήμα με κανονική ορθογωνική μορφή, με λόγο πλευρών $I_{max}/I_{min} > 2$ που κάμπτονται κατά μία διεύθυνση, χωρίς να είναι έντονα επιμήκεις => άμεση αντίληψη της συμπεριφοράς του κτιρίου
- κάθε πλάκα είναι μονολιθικά συνδεδεμένη με τις δοκούς με αποτέλεσμα να συνεργάζεται και να συμμετέχει στην κάμψη της δοκού
- η δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων είναι περίπου ομοιόμορφη
- με βάση τα άνωθεν η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών είναι εξαιρετικά ικανοποιητική
- απλός ο προσδιορισμός των φορτίων που μεταβιβάζουν οι πλάκες στα δοκάρια

Επιπλέον, για τους σκοπούς της μελέτης, που απαιτεί πολλές αναλύσεις και ανελαστική ανάλυση pushover, μας διευκολύνει ένα προσομοίωμα ξεκάθαρο και όχι βαρύ, ώστε τα αποτελέσματα να παίρνονται πολύ πιο γρήγορα.

Ξεκάθαρο με την έννοια ότι μπορείς πιο εύκολα να ελέγξεις τα αποτελέσματα.

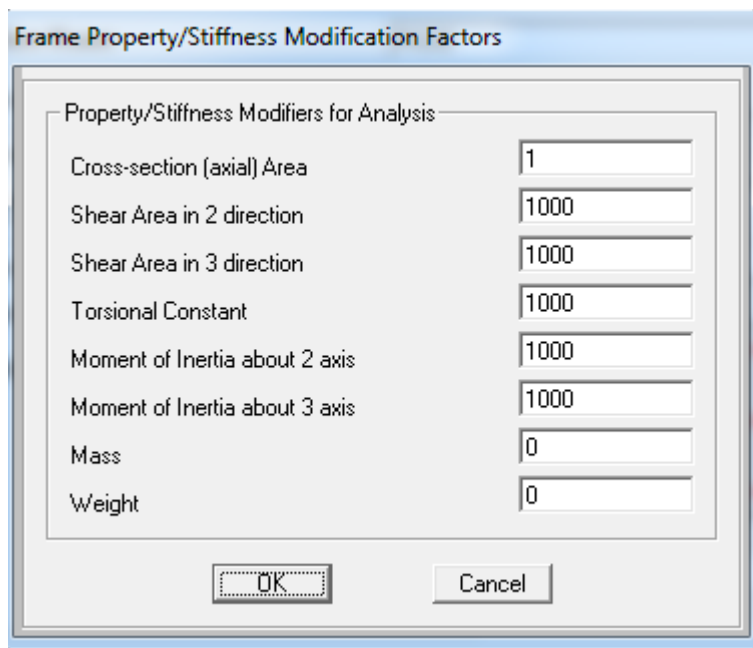
Η ύπαρξη των πλακών θα ληφθεί υπόψη ως εξής:

1. με τον υπολογισμό των φορτίων των πλακών που μεταβιβάζονται στις περιβάλλουσες δοκούς
2. με προσομοίωση της διατομής της δοκού όχι ως ορθογωνική αλλά ως πλακοδοκού
3. με προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας μέσω της εντολής assign/joint/constraints/diaphragm/add new constrain

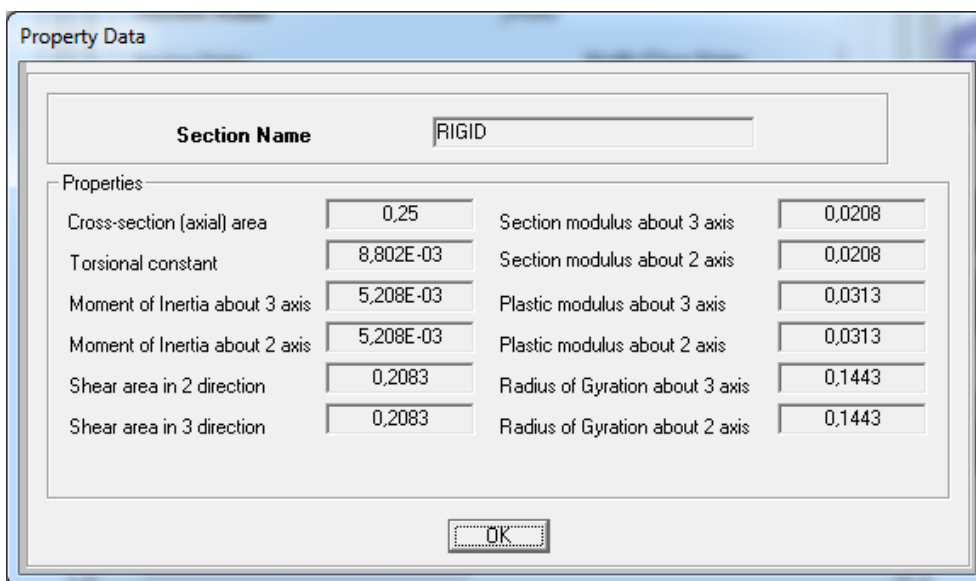
4.4.4. Προσομοίωση υποστυλωμάτων και εκκετροτήτων

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία θα προσομοιαστούν με ραβδωτά στοιχεία όπως και οι δοκοί, που θα έχουν διατομή πλακοδοκού, που θα οριστεί μέσω της εντολής section designer

Για το υποστυλώμα K36 (20x100) που παρουσιάζει εκκεντρότητα μεγάλη ως προς τον κίνναβο θα γίνει χρήση βοηθητικού άκαμπτου οριζόντιου στοιχείου rigid. Το επιπλέον στοιχείο rigid έχει μήκος ίσο με το 0,15 (0,35m) και συνδέει το κ.β. της διατομής K36 με το ακραίο σημείο του καννάβου που είναι προέκταση της στάθμης γ του κ.β. του K35. Το στοιχείο rigid έχει διατομή ορθογωνική 50x50. Στην προκειμένη περίπτωση η διατομή rigid έχει τους ακόλουθους πολλαπλασιαστές:



Τα μηχανικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής είναι:



4.4.5 Προσομοίωση Δοκών & Συνεργαζόμενο Πλάτος πλακοδοκού

Το συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού θα υπολογιστεί σύμφωνα με τις διατάξεις του ευρωκώδικα 2 (παρ. 5.3.2.1) και όχι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (παρ.7.2.1.(γ))

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αναφέρεται μόνο στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλακοδοκού και μάλιστα η απαίτηση του είναι ένα αρκετά μεγαλύτερο πλάτος συγκριτικά με τον EC2.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού, ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο. Επίσης, η ροπή αντοχής

πλακοδοκών πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού.

Γενικά η συνεργασία των πλακών με τη δοκό είναι ευεργετική στα ανοίγματα, όπου θλίβεται το άνω πέλμα. Το μεγάλο συνεργαζόμενο πλάτος σε θλίψη προσφέρει μεγαλύτερη ικανότητα παραλαβής θλίψης της διατομής.

Αντίθετα, στις στηρίξεις, όπου σε θλίψη καταπονείται η κάτω ίνα της διατομής, το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού δεν προσφέρει τίποτα. Μάλιστα, το μεγάλο συνεργαζόμενο πλάτος σε εφελκυσμό μπορεί να δημιουργεί προβλήματα.

Το μειονέκτημα του μεγάλου συνεργαζόμενου πλάτους, σε αναντιστοιχία με το ευεργετικό αποτέλεσμα που περιγράφηκε παραπάνω, είναι ότι η διατομή επιβαρύνεται περισσότερο σε ένταση. Αυτό είναι άμεση συνέπεια του γεγονότος ότι η ένταση του φορέα κατανέμεται ανάλογα με τη δυσκαμψία των διατομών, και επομένως διατομές με μεγάλο b_{eff} και άρα μεγάλη δυσκαμψία απαιτούν προσοχή, καθώς "τραβούν" μεγαλύτερη ένταση.

Ερμηνεύοντας σωστότερα λοιπόν, τον ΚΑΝ.ΕΠΕ καταλήγουμε ότι στο συνεργαζόμενο πλάτος που ορίζεται από τον EC2 θα λάβουμε υπόψιν τον παράλληλο οπλισμό της πλάκας που αντιστοιχεί στο πλάτος που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Επομένως, κάθε δοκός θα προσομοιαστεί ως ραβδωτό στοιχείο αλλά κατά μήκος της θα αλλάζει η διατομή. Θα εισάγω τρεις διαφορετικές διατομές για κάθε δοκό:

- διατομή ανοίγματος
- διατομή στήριξης αρχής
- διατομή στήριξης πέρατος

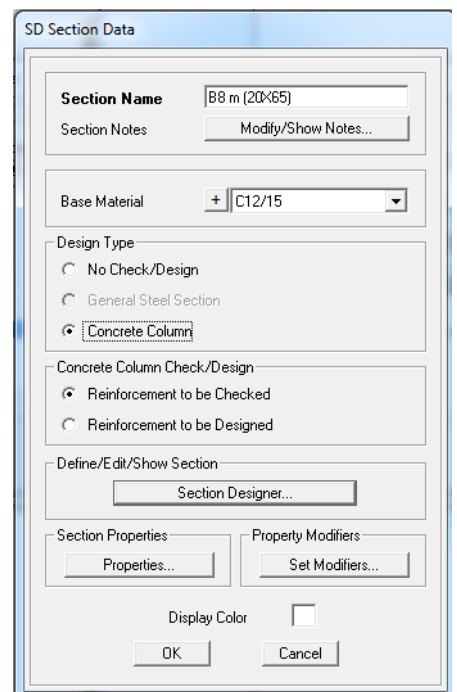
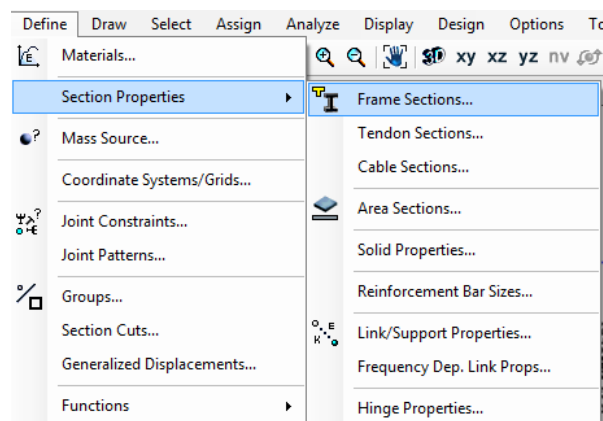
Κάθε μία προσδιορίζεται από το δικό της διαφορετικό b_{eff} και διαφορετικό οπλισμό.

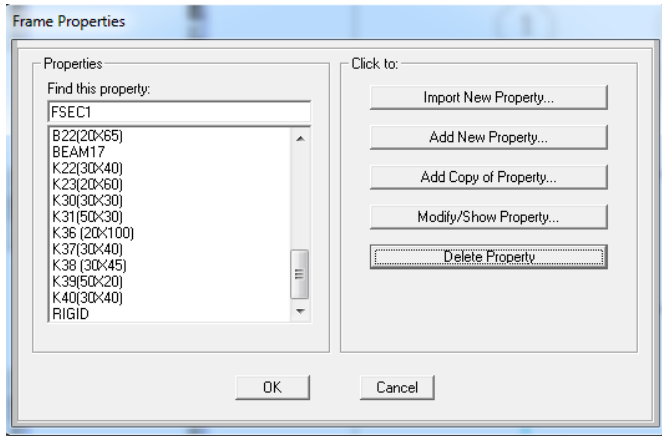
Θεωρώ ότι το μήκος που εκτείνεται κάθε μία διατομή είναι ίσο με το 1/3 του θεωρητικού ανοίγματος της εκάστοτε δοκού.

Θα γίνει χρήση της εντολής:

- edit/edit lines/divide frames/divide into specified number of frames

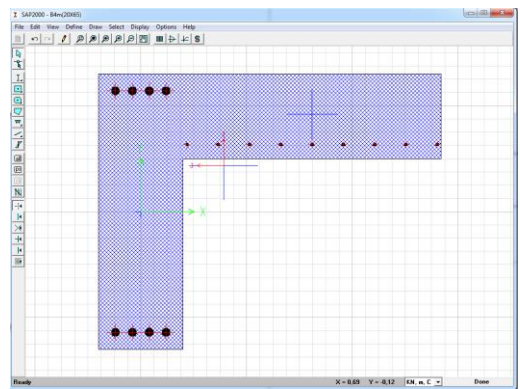
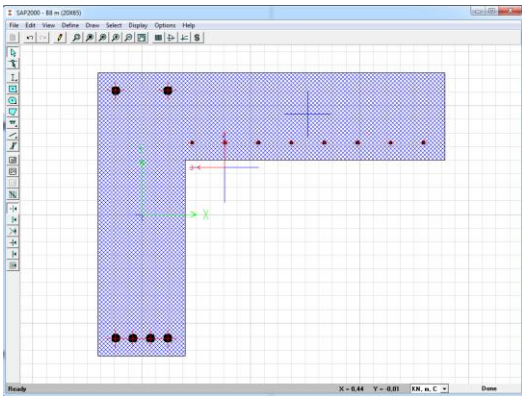
Εισαγωγή διατομών πλακοδοκών στο πρόγραμμα:





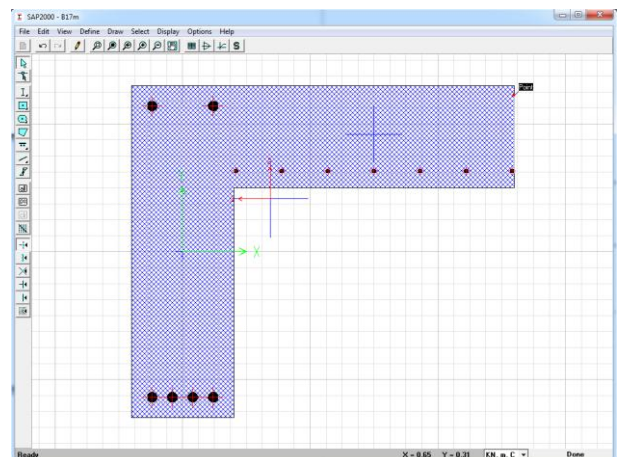
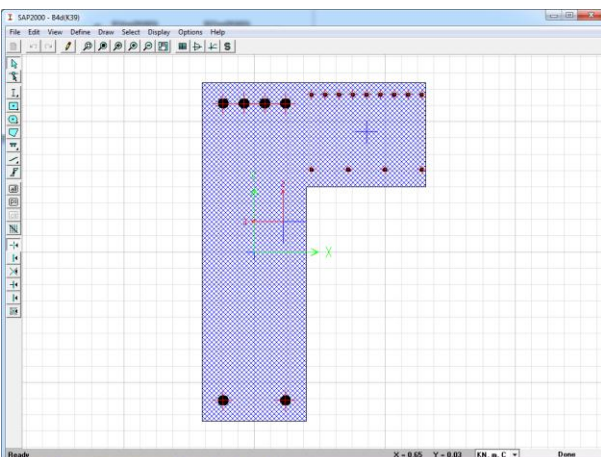
Δ8:άνοιγμα

Δ4:άνοιγμα

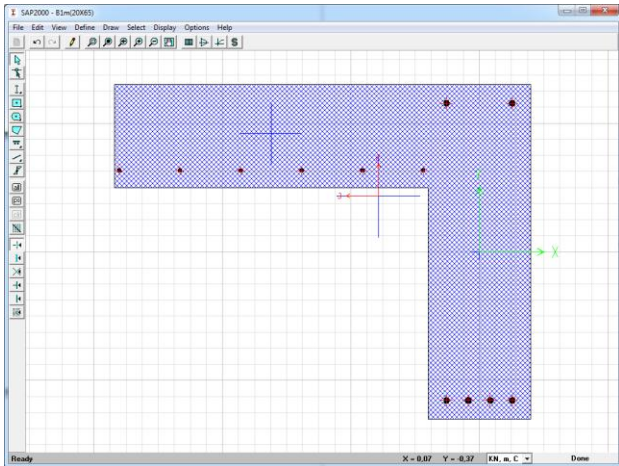


Δ4:Στήριξη K39

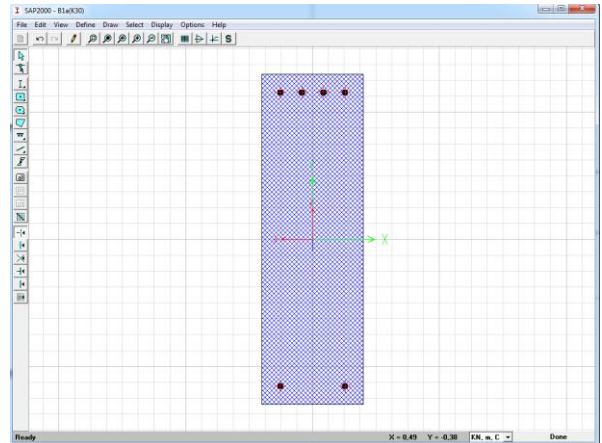
Δ17:Άνοιγμα



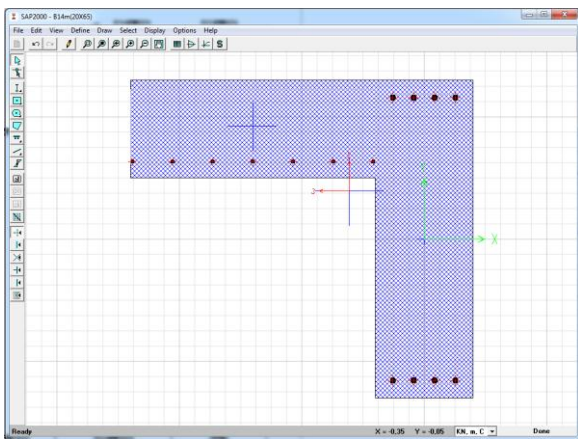
Δοκός Δ1:άνοιγμα



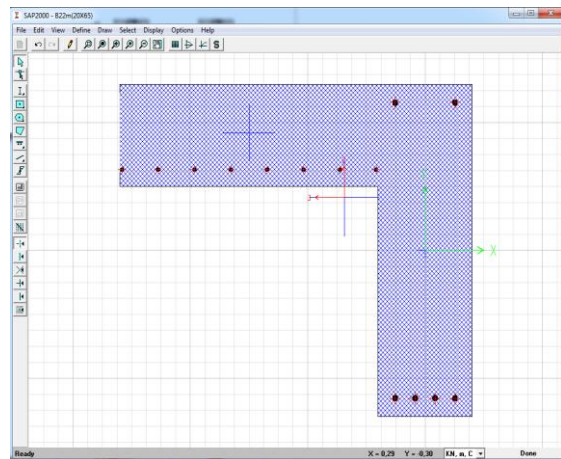
Δ1:ακραία στήριξη (Κ30)



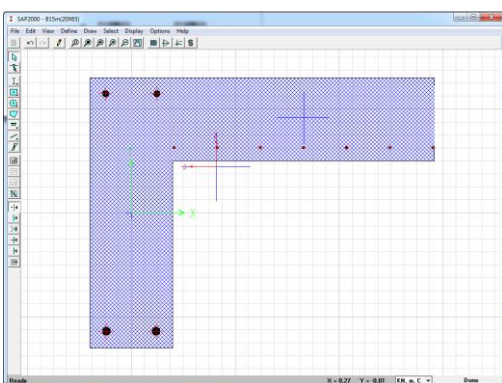
Δ14:άνοιγμα



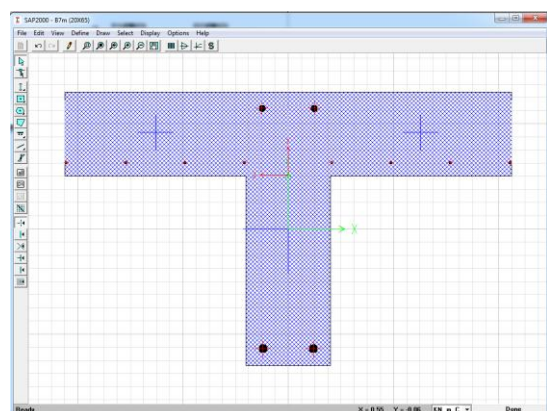
Δ22:άνοιγμα



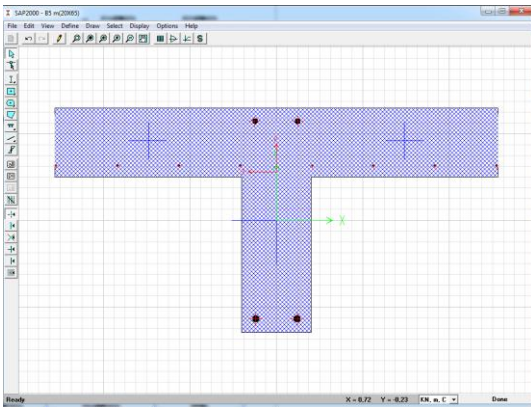
Δ15:άνοιγμα



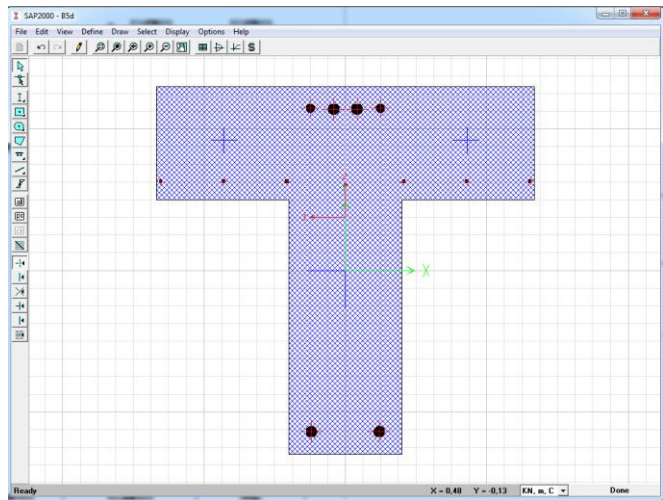
Δ7:άνοιγμα



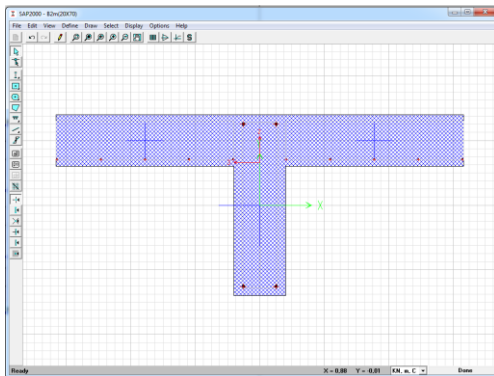
Δ5: άνοιγμα



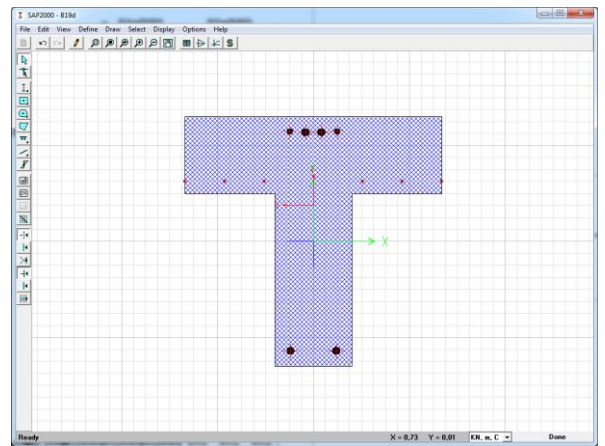
Δ5: στήριξη K26



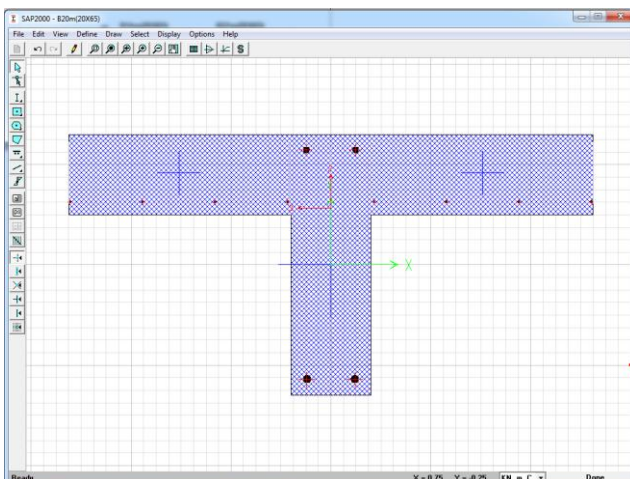
Δ2: άνοιγμα



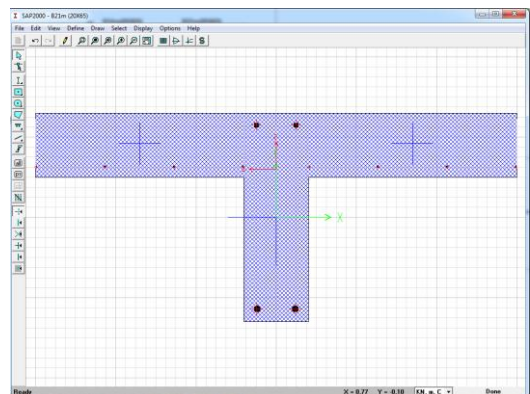
Δ19: στήριξη K29



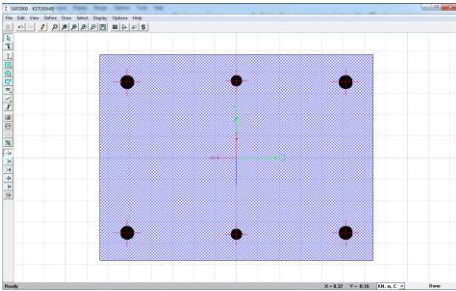
Δ20: άνοιγμα



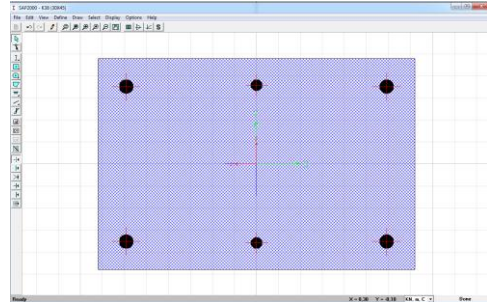
Δ21: άνοιγμα



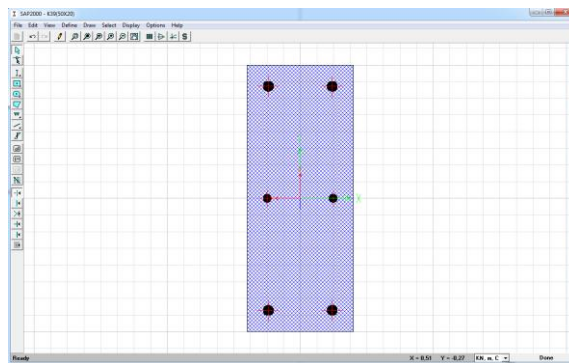
K37:



K38:

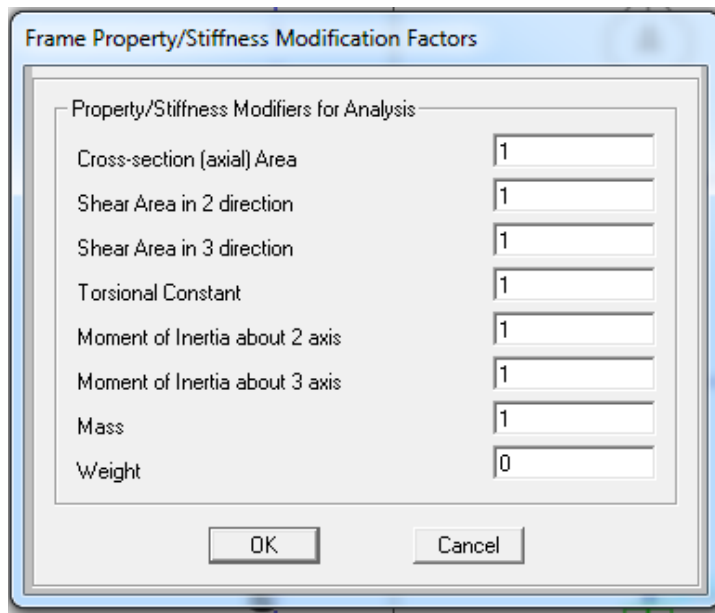


K39:



Για όλες τις διατομές των στοιχείων των δοκών μηδενίζω το ίδιο βάρος, καθώς θα υπολογιστεί από εμάς και θα τοποθετηθεί ως γραμμικό διαμήκες ομοιόμορφο φορτίο :

Assign/Frame/ Property Modifiers



4.4.6. Τοπικοί Άξονες Μελών

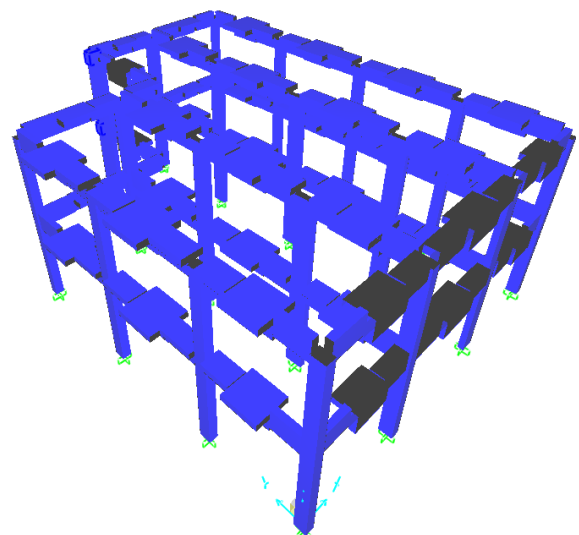
Μετά την ολοκλήρωση του καθορισμού των ιδιοτήτων των διατομών, προσομοιώνεται εξ' ολοκλήρου το μοντέλο του κτιρίου με τη σχεδίαση των ραβδωτών στοιχείων. Κατά τη σχεδίαση απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή ώστε τα στοιχεία να μπουν με σωστό προσανατολισμό. Η σωστή τοποθέτηση των διατομών ελέγχεται με βάση τη θέση των τοπικών αξόνων ή με την τρισδιάστατη απεικόνιση (extrude view), όπως φαίνεται και παρακάτω στις φωτογραφίες.

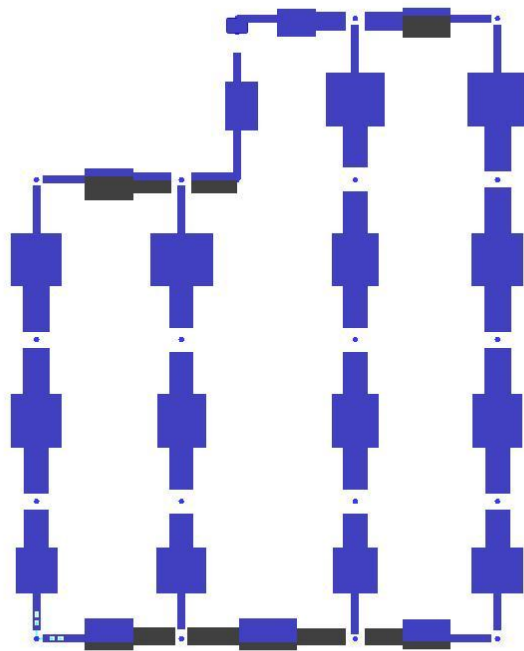
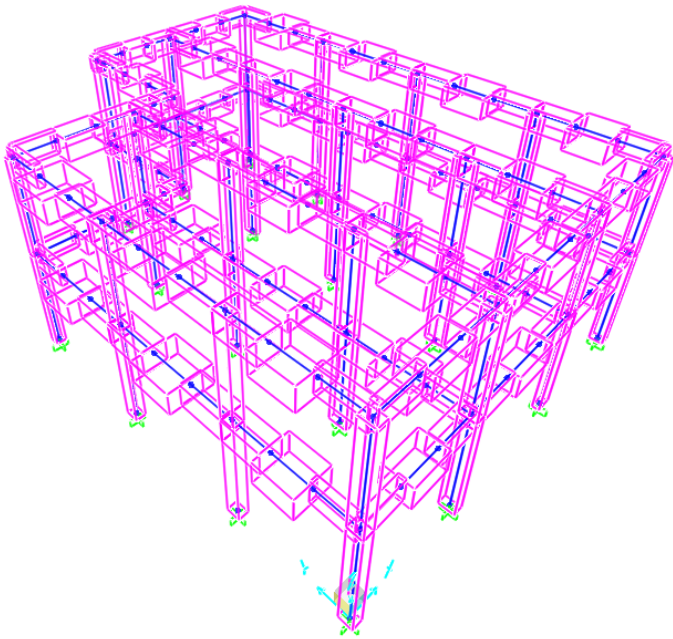
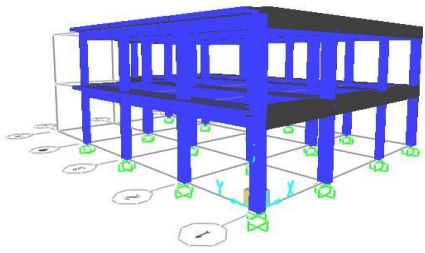
Συγκεκριμένα, για τους τοπικούς άξονες των μελών ισχύουν:

Άξονας 1 (κόκκινος): είναι παράλληλος στον διαμήκη άξονα του γραμμικού στοιχείου με φορά προς τον κόμβο πέρατος του στοιχείου

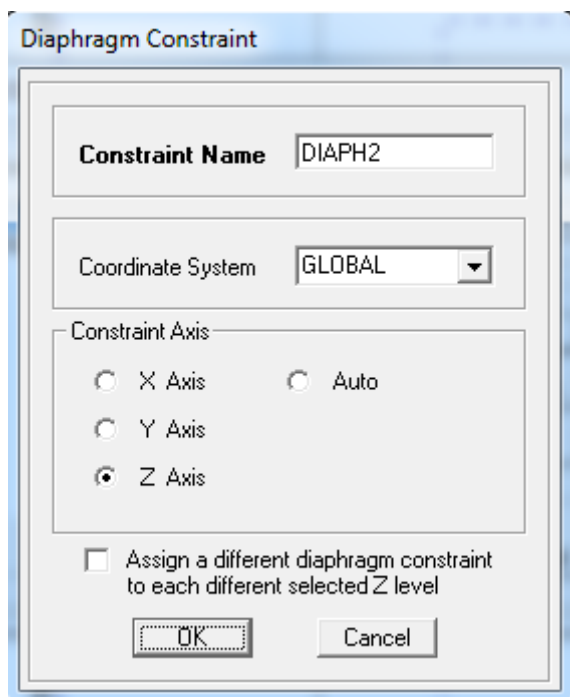
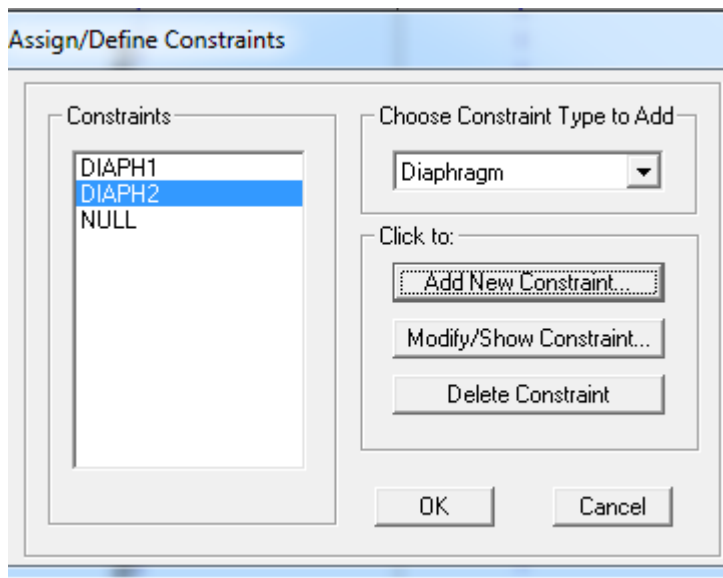
Άξονας 2 (πράσινος): για τα οριζόντια στοιχεία είναι εκείνος που ανήκει στο επίπεδο 1-z, ενώ στα κατακόρυφα στοιχεία είναι παράλληλος στον καθολικό άξονα x.

Άξονας 3 (κυανός): είναι ο τρίτος που προκύπτει σύμφωνα με τον κανόνα του δεξιού χεριού με θετική την αντιωρολογιακή φορά.





Εισαγωγή διαφραγματικής λειτουργίας στις δύο στάθμες της οροφής :



4.4.7. Εντολή End length offsets

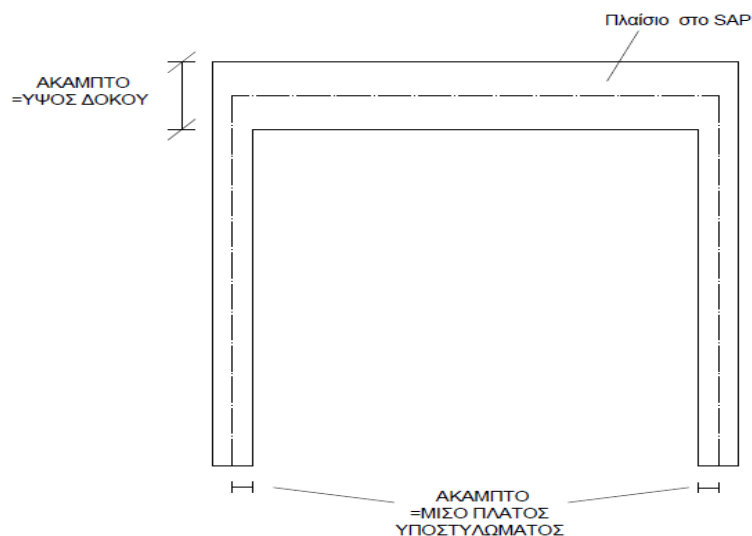
Η σύνδεση των ραβδωτών στοιχείων στο SAP γίνεται κεντροβαρικά. Στην πραγματικότητα τα διάφορα φέροντα στοιχεία, προφανώς δεν συνδέονται κεντροβαρικά. Για την καλύτερη προσομοίωση λοιπόν, απαιτείται μια διόρθωση, που γίνεται με την χρήση της εντολής End Length Offsets και τη δημιουργία άκαμπτων τμημάτων στα άκρα των στοιχείων, ώστε να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις εκεί που πρέπει. Στο πεδίο rigid-zone factor βάζω παντού μονάδα

[1],καθώς θέλω το τμήμα αυτό να είναι τελείως άκαμπτο. Και αυτό γιατί το τμήμα αυτό πρακτικά δεν λειτουργεί ως μέλος ,αλλά αποτελεί αλληλοεπικάλυψη δοκού-υποστυλώματος.

Σημειώνεται ότι στο μήκος των άκαμπτων τμημάτων δεν θα έχω εντατικά μεγέθη.

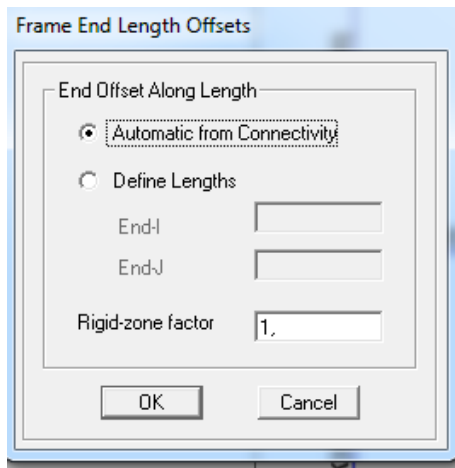
4.4.7.1. Ορισμός άκαμπτων τμημάτων δοκών:

Το μήκος των άκαμπτων τμημάτων στην περίπτωση των δοκών προσδιορίζεται αυτόματα με βάση τις διαστάσεις της διατομής των υποστυλωμάτων που συνδέονται με την αντίστοιχη δοκό. Δηλαδή, θα είναι ίσο με το μήκος των προεξεχόντων τμημάτων των υποστυλωμάτων εντός του πλαισίου όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Πρακτικώς, σε κάθε άκρο σύνδεσης δοκού με υποστυλώμα το άκαμπτο θα έχει μήκος ίσο με το μισό πλάτος της διατομής του υποστυλώματος.



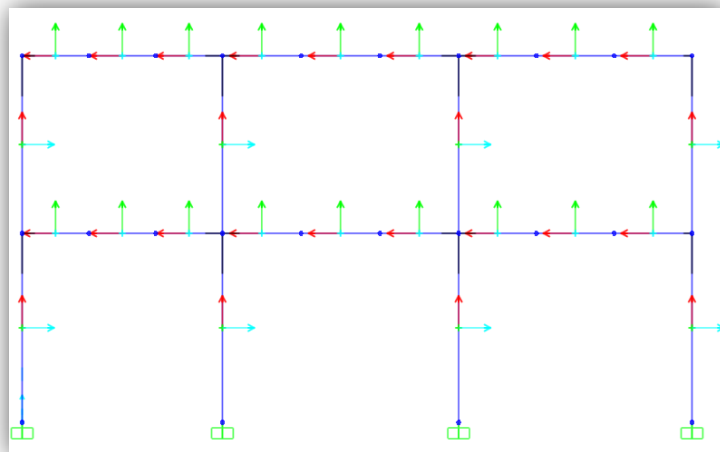
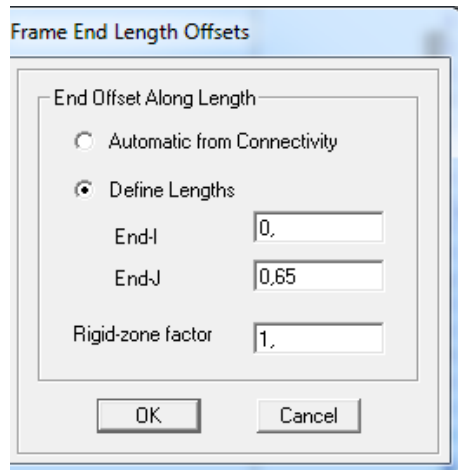
Σχήμα: 1 Άκαμπτα τμήματα

Assign/Frame/End Length Offsets :



4.4.7.2. Ορισμός άκαμπτων τμημάτων στα υποστυλώματα:

Το μήκος των άκαμπτων στα υποστυλώματα το ορίζω χειροκίνητα και ίσο με το ύψος της συνδεδεμένης δοκού.



Σχήμα: 2 Όψη άκαμπτων τμημάτων

4.4.8. Προσομοίωση φορτίσεων

Με βάση τον EC1 για τις χαρακτηριστικές τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων (βλέπε παράρτημα κεφαλαίου) και μετά την κατάταξη της κατασκευής μας, σύμφωνα με την κατηγορία χρήσης, προκύπτουν οι ονομαστικές τιμές των φορτίων που θα ληφθούν υπόψη στο προσομοίωμα.

Το εξεταζόμενο δόμημα ανήκει στην κατηγορία A (χώροι διαμονής) εφόσον αποτελείται από υπνοδωμάτια ξενοδοχείου. Επομένως, το εφαρμοζόμενα κινητά φορτία είναι: για τα δάπεδα (επί το δυσμενέστερο) 2 kN/m^2 και για τα μπαλκόνια 4 kN/m^2 .

Όσον αφορά τις επικαλύψεις των δαπέδων θεωρώ φορτίο $1,50 \text{ kN/m}^2$, καθώς όλος ο χώρος καλύπτεται με απλό τυποποιημένο πλακάκι το οποίο κατά τον σχεδιασμό θα λήφθηκε περίπου $0,80-1,0 \text{ kN/m}^2$.

Αναφορικά με τις εξωτερικές τοιχοπληρώσεις, εκτίμησα φορτίο ανά μονάδα επιφάνειας ίσο με $3,6 \text{ kN/m}^2$ (μπατική οπτοπλινθοδομή). Περιγραφικά, σε όλες τις διαχωριστικές τοιχοποιίες μεταξύ των δωματίων αλλά και μεταξύ του διαδρόμου και των δωματίων έχει γίνει η εξής κατασκευή: διπλό τούβλο πάχους $10+10 \text{ cm}$ με ενδιάμεση μόνωση 5 cm φελιζόλ λευκό, εκτός από τις θέσεις των συρόμενων κουφωμάτων όπου υπάρχει κενό και όχι μόνωση. Οι εσωτερικές τοιχοπληρώσεις του μπάνιου είναι δρομική οπτοπλινθοδομή με φορτίο $2,1 \text{ kN/m}^2$.

Προσδιορίσαμε το πραγματικό φορτίο των τοιχοπληρώσεων λαμβάνοντας υπόψη την ύπαρξη των ανοιγμάτων. Θα μπορούσαμε να αγνοήσουμε τα ανοίγματα επί το δυσμενέστερο (μεγαλύτερο φορτίο).

Σημειώνεται, ότι το φορτίο των εσωτερικών διαχωριστικών τοίχων, που δεν πατάνε σε κάποια δοκό θα κατανεμηθεί ως φορτίο ανά επιφάνεια της πλάκας και έπειτα μεταφερθεί ως γραμμικό κατανεμημένο φορτίο στα δοκάρια, όπως ακριβώς μεταφέρονται τα φορτία των πλακών στις δοκούς. Ακριβέστερα, θα έπρεπε να μπει ως γραμμικό κατανεμημένο πάνω στις πλάκες, αλλά στο πρόγραμμα δεν βάλαμε επιφανειακά στοιχεία.

Στους εξώστες υπάρχει περιμετρικά στηθαίο συνολικού ύψους $1,15 \text{ m}$. Στο ισόγειο το στηθαίο είναι κατασκευασμένο από μεγάλους λίθους συνδεδεμένους με κονία. Στους ορόφους είναι κατασκευασμένο από μπετό και διαθέτει οριζόντιο κάγκελο στήριξης από πάνω. Εδώ, θεωρήσαμε ενιαίο ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Επιπλέον, σύμφωνα με τον EC1 §6.4 (βλέπε παράρτημα) για τα στηθαία και τους διαχωριστικούς τοίχους που λειτουργούν ως κιγκλιδώματα πρέπει να λαμβάνεται και οριζόντιο φορτίο. Το οριζόντιο φορτίο έχει συνιστώμενη τιμή $q_k = 0.50 \text{ kN/m}$ για κατηγορία A (πίνακας 6.2.) και δρα στο ύψος του στηθαίου.

Εδώ, θα το αναγάγουμε στην επιφάνεια της πλάκας και θα μεταφερθεί στα δοκάρια μαζί με μια γραμμικώς κατανεμημένη ροπή ίση με το γινόμενο του μέτρου της οριζόντιας δύναμης με το ύψος του στηθαίου.

Το φορτίο του ξύλινου ορόφου θα υπολογιστεί με βάση τον κανονισμό φορτίσεων δομικών έργων του βασιλικού διατάγματος 1945.

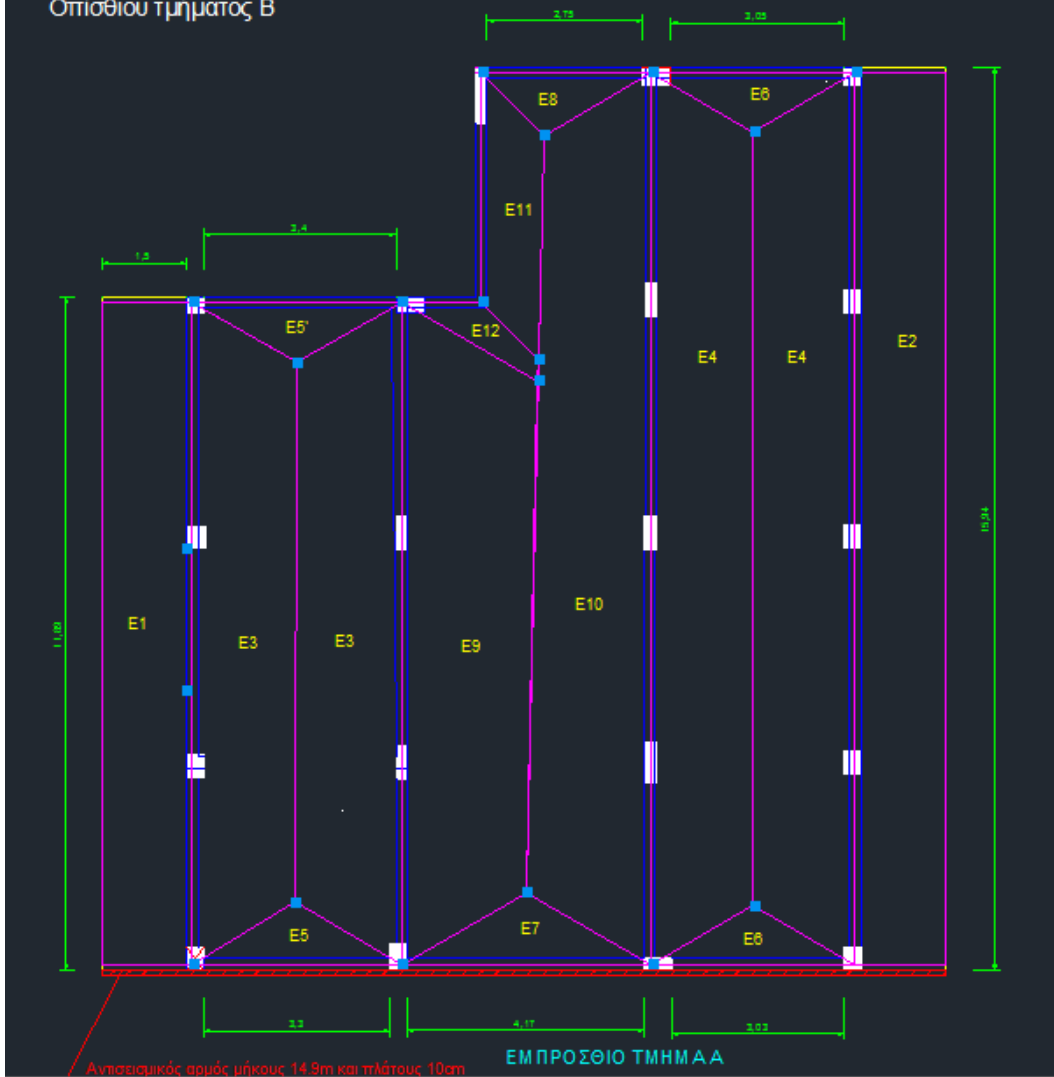
Τα φορτία της στέγης θα υπολογιστούν σύμφωνα με τον ευρωκώδικα.

4.4.8.1. Μεταβίβαση φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς

Οι πλάκες στηρίζονται στα δοκάρια και επομένως μεταφέρουν τα φορτία τους σ' αυτά. Η καταπόνηση των δοκών είναι ανάλογη με την φορτική επιφάνεια. Η κατανομή των φορτίων γίνεται με βάση τις παρακάτω παραδοχές:

- το φορτίο του προβόλου παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από την αντιστοιχεί δοκό που τον στηρίζει
- εάν εκατέρωθεν μίας γωνίας πλάκας επικρατούν οι ίδιες συνθήκες στήριξεως τότε η φορτική επιφάνεια μοιράζεται κατά τη διχοτόμο (δηλαδή γωνία 45^0)
- εάν όμως επικρατούν διαφορετικές συνθήκες στήριξης, τότε η φορτική επιφάνεια σχηματίζεται από γωνίες 30^0 & 60^0 , με την μεγαλύτερη γωνία προς την πλευρά που έχω ισχυρότερη στήριξη (δηλαδή πάκτωση).
- οι φορτικές επιφάνειες (τραπεζοειδείς ή τριγωνικές ή ομοιόμορφες) μετατρέπονται σε ομοιόμορφο φορτίο κατά μήκος των δοκών.

Κάτοψη ισογείου και α' ορόφου
Οπίσθιου τμήματος Β



		ΦΟΡΤΙΚΕΣ
--	--	----------

		ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ
α/α		(m ²)
1	E1	18,70
2	E2	25,18
3	E3	19,44
4	E3'	19,83
5	E4	26,46
6	E5	2,02
7	E5'	1,98
8	E6	1,87
9	E7	2,79
10	E8	1,65
11	E9	23,84
12	E10	29,86
13	E11	4,27
14	E12	1,17

4.4.8.2. Ξύλινος όροφος-Περιγραφή

Το ξύλο, ως υλικό παρουσιάζει μεγάλες διακυμάνσεις του ειδικού βάρους ανάλογα με το είδος και το ποσοστό της υγρασίας. Γι' αυτό όλοι οι υπολογισμοί θα γίνουν με το δυσμενέστερο $\gamma=9 \text{ kN/m}^3$. Η κατασκευή θεωρείται προστατευμένη από την υγρασία. Οι εξωτερικοί τοίχοι αποτελούνται από ξυλοδοκούς 8cm x15cm ανά 85cm. Οι εσωτερικοί τοίχοι διαθέτουν ξυλοδοκούς διαστάσεων 5cm x10cm ανά 70cm. Επίσης υπάρχει πέτσωμα 2,5cm μέσα και έξω και επικάλυψη σοβά 2,5cm μέσα και έξω.

4.4.8.3. Ξύλινη στέγη-Περιγραφή

Η στέγη είναι ξύλινη συνολικού ύψους 1,40m. Είναι κεκλιμένη και έχει επικάλυψη κεραμιδιών σε όλη την έκτασή της.

Οι ξύλινοι φορείς που στηρίζεται η στέγη είναι διαστάσεων 7cm x 15cm και τα φανώματα είναι τοποθετημένα ανά 85cm. Ο κεντρικός ξύλινος κορφιάς έχει διαστάσεις διατομής 10cm x 25cm.

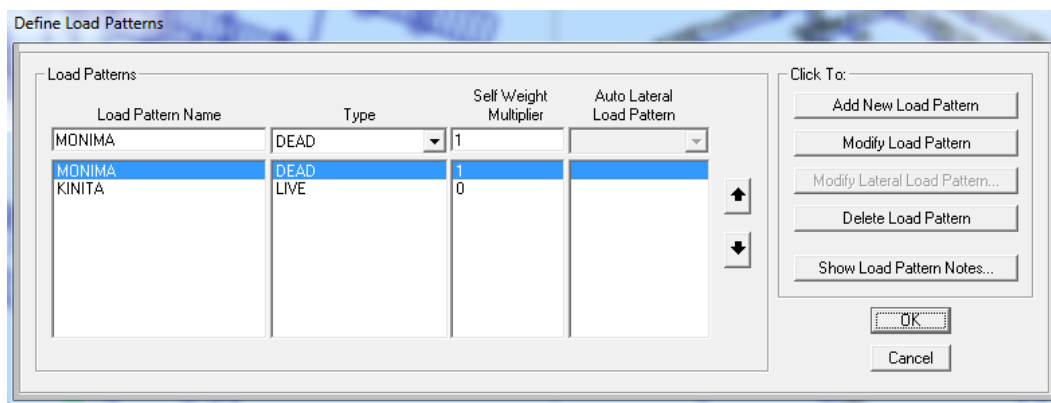
Σύμφωνα με τον EC1 η στέγη κατατάσσεται στην κατηγορία Η, αφού είναι μη βατή και προσβάσιμη μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή. Από τον πίνακα 6.10 προκύπτουν τα επιβαλλόμενα μεταβλητά φορτία της εξεταζόμενης στέγης. Επιλέγονται οι προτεινόμενες τιμές $q_k=0.4 \text{ kN/m}^2$ και $Q_k=1,0 \text{ kN}$. Δεν απαιτείται ειδικός έλεγχος σε φορτίο χιονιού λόγω του κλίματος της περιοχής. Δεν έγινε αναλυτικός υπολογισμός φόρτισης της στέγης λόγω ανέμου καθώς δεν

κρίνεται κρίσιμος.

Ο υπολογισμός των μονίμων φορτίων της στέγης θα γίνει προσεγγιστικά και μάλιστα λαμβάνοντας μεγαλύτερο φορτίο από το πραγματικό υπέρ της ασφαλείας, με βάση τις οδηγίες του βασιλικού διατάγματος 1945.

Θεωρώ ότι η στέγη είναι διέρευστη και το φορτίο της παραλαμβάνεται από τις δοκούς: Δ6-Δ5-Δ7 και Δ21-Δ20-Δ19-Δ18.

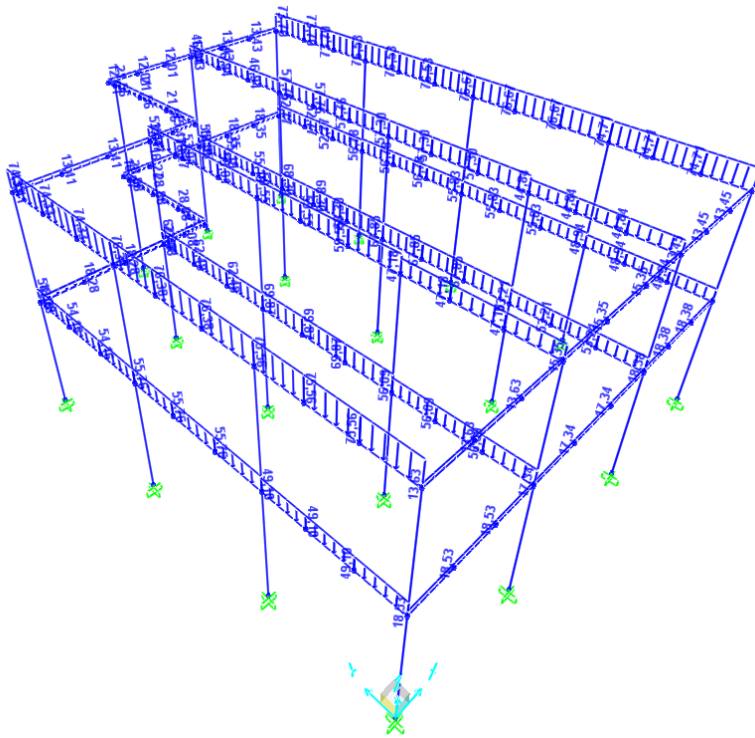
Το άνοιγμα της στέγης είναι 14,9m. Η γωνία κλίσης της στέγης ως προς τον ορίζοντα είναι περίπου 10°.



Γενικά, παρατηρούμε ότι η οροφή του ισογείου φέρει μεγαλύτερο μόνιμο φορτίο σε σχέση με την οροφή του α' ορόφου.

Εκτός από τα δοκάρια Δ6-Δ5-Δ7,Δ21-Δ20-Δ19-Δ18 ,τα οποία καταπονούνται περισσότερο στην οροφή του α' ορόφου.

Αυτό εξηγείται, καθώς έχω θεωρήσει ότι η ξύλινη στέγη είναι διέρειστη και στηρίζεται αποκλειστικά σ' αυτά,και επομένως το φορτία της κατανέμονται στις προαναφερθείσες δοκούς.



ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ:														
		Α. ΜΟΝΙΜΑ (kN/m)					Β. ΚΙΝΗΤΑ				ΣΥΝΟΛΟ ΜΟΝΙΜΩΝ:	ΣΥΝΟΛΟ ΚΙΝΗΤΩΝ:		
		1. από ι.β. πλάκας	2. από επικαλύψεις	3. ι.βάρος δοκού	4. τοιχοποιία 1 ^{ου} ορόφου	5. Στηθαίο α. κατακόρυφα	1. από πλάκα	2. στηθαίο		α. κατακόρυφα		β. οριζόντια	γ. ροπή	
								β. οριζόντια	γ. ροπή					
1	Δ1	3,26	3,53	2,25	9,24		1,31			18,28	1,31	0,00	0,00	
2	Δ2	19,79	22,38	2,50	17,82		7,92			62,48	7,92	0,00	0,00	
3	Δ3	23,03	25,29	2,50	19,05		9,21			69,87	9,21	0,00	0,00	
4	Δ4	3,70	4,85	2,25	6,55		1,48			17,34	1,48	0,00	0,00	
5	Δ5	18,04	20,84	2,25	8,15	6,48	12,26	0,70	0,80	55,76	12,26	0,70	0,80	
6	Δ6	17,05	20,21	2,25	7,86	6,80	11,98	0,71	0,82	54,16	11,98	0,71	0,82	
7	Δ7	17,43	16,68	2,25	6,99	5,75	12,38	0,76	0,87	49,10	12,38	0,76	0,87	
8	Δ8	3,41	3,59	2,25	9,28		1,37			18,53	1,37	0,00	0,00	
9	Δ9	19,10	17,82	2,50	16,67		7,64			56,09	7,64	0,00	0,00	
10	Δ10	17,48	17,36	2,50	15,88		6,99			53,21	6,99	0,00	0,00	
11	Δ11	22,22	23,73	2,50	19,40		8,89			67,85	8,89	0,00	0,00	
12	Δ12	22,44	23,97	2,50	19,39		8,98			68,30	8,98	0,00	0,00	
13	Δ13	17,47	19,44	2,50	15,78		6,99			55,19	6,99	0,00	0,00	
14	Δ14	3,31	2,93	2,25	7,79		1,32			16,27	1,32	0,00	0,00	
15	Δ15	6,97	7,01	2,25	12,66		2,79			28,88	2,79	0,00	0,00	
16	Δ16	5,42	1,95	2,25	13,47		2,17			23,08	2,17	0,00	0,00	
17	Δ17	3,45	3,35	2,25	9,33		1,38			18,38	1,38	0,00	0,00	
18	Δ18	17,08	16,65	2,25	7,22	5,75	12,14	0,69	0,79	48,94	12,14	0,69	0,79	
19	Δ19	18,12	20,66	2,25	8,33	6,48	12,36	0,66	0,75	55,83	12,36	0,66	0,75	
20	Δ20	17,99	21,38	2,25	8,45	6,71	12,28	0,65	0,75	56,78	12,28	0,65	0,75	
21	Δ21	16,79	19,29	2,25	7,86	6,58	11,87	0,66	0,76	52,77	11,87	0,66	0,76	
22	Δ22	3,43	3,35	2,25	9,33		1,37			18,35	1,37	0,00	0,00	

8 Πίνακας Φορτίων στα δοκάρια του ισογείου

ΟΡΟΦΗ 1 ^{ου} ΟΡΟΦΟΥ:															
		Α. ΜΟΝΙΜΑ (kN/m)					Β. ΚΙΝΗΤΑ (kN/m)					ΣΥΝΟΛΟ ΜΟΝΙΜΩΝ:	ΣΥΝΟΛΟ ΚΙΝΗΤΩΝ:		
		1. από ι.β. πλάκας	2. από επικαλύψεις	3. ι.βάρος δοκού	4. φορτίο ξύλινου ορόφου	5. Στηθαίο α. κατακόρυφα	6. φορτίο ξύλινης στέγης	1. από πλάκα	2. στηθαίο		3. κινήτα στέγης		α. κατακόρυφα	β. οριζόντια	γ. ροπή
									β. οριζόντια	γ. ροπή					
1	Δ1	3,26	3,53	2,25	4,37			1,31				13,41	1,31	0,00	0,00
2	Δ2	19,79	22,38	2,50	8,34			7,92				53,01	7,92	0,00	0,00
3	Δ3	23,03	25,29	2,50	8,73			9,21				59,55	9,21	0,00	0,00
4	Δ4	3,70	4,85	2,25	4,56			1,48				15,35	1,48	0,00	0,00
5	Δ5	18,04	20,84	2,25	3,80	6,48	24,98	12,26	0,70	0,80	12,38	76,38	24,65	0,70	0,80
6	Δ6	17,05	20,21	2,25	3,68	6,80	24,34	11,98	0,71	0,82	12,07	74,33	24,06	0,71	0,82
7	Δ7	17,43	16,68	2,25	3,30	5,75	30,14	12,38	0,76	0,87	14,95	75,56	27,33	0,76	0,87
8	Δ8	3,41	3,59	2,25	4,38			1,37				13,63	1,37	0,00	0,00
9	Δ9	19,10	17,82	2,50	7,76			7,64				47,18	7,64	0,00	0,00
10	Δ10	17,48	17,36	2,50	7,50			6,99				44,84	6,99	0,00	0,00
11	Δ11	22,22	23,73	2,50	8,85			8,89				57,30	8,89	0,00	0,00
12	Δ12	22,44	23,97	2,50	8,85			8,98				57,76	8,98	0,00	0,00
13	Δ13	17,47	19,44	2,50	7,53			6,99				46,94	6,99	0,00	0,00
14	Δ14	3,31	2,93	2,25	3,53			1,32				12,01	1,32	0,00	0,00
15	Δ15	6,97	7,01	2,25	5,33			2,79				21,56	2,79	0,00	0,00
16	Δ16	5,42	1,95	2,25	5,86			2,17				15,47	2,17	0,00	0,00
17	Δ17	3,45	3,35	2,25	4,40			1,38				13,45	1,38	0,00	0,00
18	Δ18	17,08	16,65	2,25	3,39	5,75	29,59	12,14	0,69	0,79	14,67	74,71	26,81	0,69	0,79
19	Δ19	18,12	20,66	2,25	3,86	6,48	25,31	12,36	0,66	0,75	12,55	76,67	24,91	0,66	0,75
20	Δ20	17,99	21,38	2,25	3,92	6,71	24,28	12,28	0,65	0,75	12,04	76,53	24,32	0,65	0,75
21	Δ21	16,79	19,29	2,25	3,68	6,58	25,11	11,87	0,66	0,76	12,45	73,70	24,32	0,66	0,76
22	Δ22	3,43	3,35	2,25	4,40			1,37				13,43	1,37	0,00	0,00

Πίνακας Φορτίων στα δοκάρια του ορόφου

ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ:					
		ΣΥΝΟΛΟ ΟΝΟΜΑΤΩΝ ΜΟΝΙΜΩΝ:	ΣΥΝΟΛΟ ΚΙΝΗΤΩΝ:		
			α.κατακόρυφα	β.οριζόντια	γ.ροπή
1	Δ1	18,28	1,31	0,00	0,00
2	Δ2	62,48	7,92	0,00	0,00
3	Δ3	69,87	9,21	0,00	0,00
4	Δ4	17,34	1,48	0,00	0,00
5	Δ5	55,76	12,26	0,70	0,80
6	Δ6	54,16	11,98	0,71	0,82
7	Δ7	49,10	12,38	0,76	0,87
8	Δ8	18,53	1,37	0,00	0,00
9	Δ9	56,09	7,64	0,00	0,00
10	Δ10	53,21	6,99	0,00	0,00
11	Δ11	67,85	8,89	0,00	0,00
12	Δ12	68,30	8,98	0,00	0,00
13	Δ13	55,19	6,99	0,00	0,00
14	Δ14	16,27	1,32	0,00	0,00
15	Δ15	28,88	2,79	0,00	0,00
16	Δ16	23,08	2,17	0,00	0,00
17	Δ17	18,38	1,38	0,00	0,00
18	Δ18	48,94	12,14	0,69	0,79
19	Δ19	55,83	12,36	0,66	0,75
20	Δ20	56,78	12,28	0,65	0,75
21	Δ21	52,77	11,87	0,66	0,76
22	Δ22	18,35	1,37	0,00	0,00

ΟΡΟΦΗ 1 ^{ου} ΟΡΟΦΟΥ:					
		ΣΥΝΟΛΟ ΜΟΝΙΜΩΝ:	ΣΥΝΟΛΟ ΚΙΝΗΤΩΝ:		
			α.κατακόρυφα	β.οριζόντια	γ.ροπή
1	Δ1	13,41	1,31	0,00	0,00
2	Δ2	53,01	7,92	0,00	0,00
3	Δ3	59,55	9,21	0,00	0,00
4	Δ4	15,35	1,48	0,00	0,00
5	Δ5	76,38	24,65	0,70	0,80
6	Δ6	74,33	24,06	0,71	0,82
7	Δ7	75,56	27,33	0,76	0,87
8	Δ8	13,63	1,37	0,00	0,00
9	Δ9	47,18	7,64	0,00	0,00
10	Δ10	44,84	6,99	0,00	0,00
11	Δ11	57,30	8,89	0,00	0,00
12	Δ12	57,76	8,98	0,00	0,00
13	Δ13	46,94	6,99	0,00	0,00
14	Δ14	12,01	1,32	0,00	0,00
15	Δ15	21,56	2,79	0,00	0,00
16	Δ16	15,47	2,17	0,00	0,00
17	Δ17	13,45	1,38	0,00	0,00
18	Δ18	74,71	26,81	0,69	0,79
19	Δ19	76,67	24,91	0,66	0,75
20	Δ20	76,53	24,32	0,65	0,75
21	Δ21	73,70	24,32	0,66	0,76
22	Δ22	13,43	1,37	0,00	0,00

4.5. Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις γραμμικές αναλύσεις

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.1.4. του ΚΑΝ.ΕΠΕ, η δυσκαμψία του κάθε δομικού στοιχείου μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό της δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων. Αυτό μόνο στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του

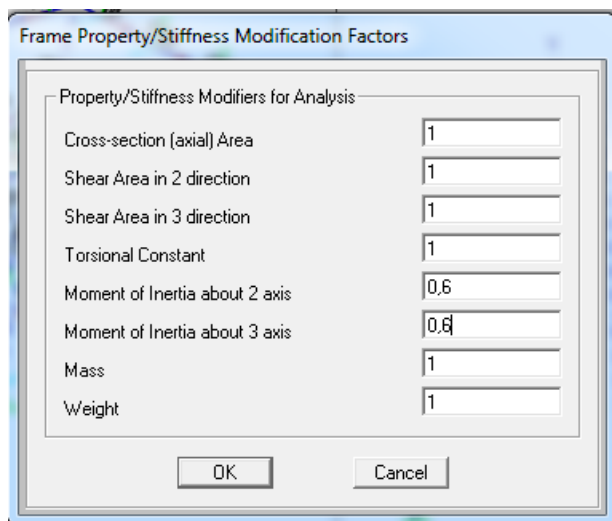
ενιαίου συντελεστή η και έλεγχο σε όρους δυνάμεων. Εφόσον δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, θα χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον Πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας Σ 4.1: Τιμές δυσκαμψίας

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_g)$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_g)$

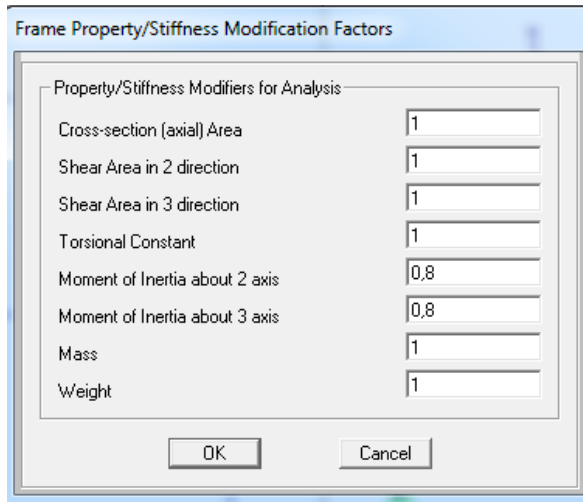
Την απομείωση των δυσκαμψιών στο SAP την επιτυγχάνουμε με την εντολή assign/frame/property modifiers. Επομένως, έχουμε:
Περιμετρικά υποστυλώματα:

{K37,K38,K39,K40,K25,K29,K33,K35,K34,K36,K31,K30,K26,K22}

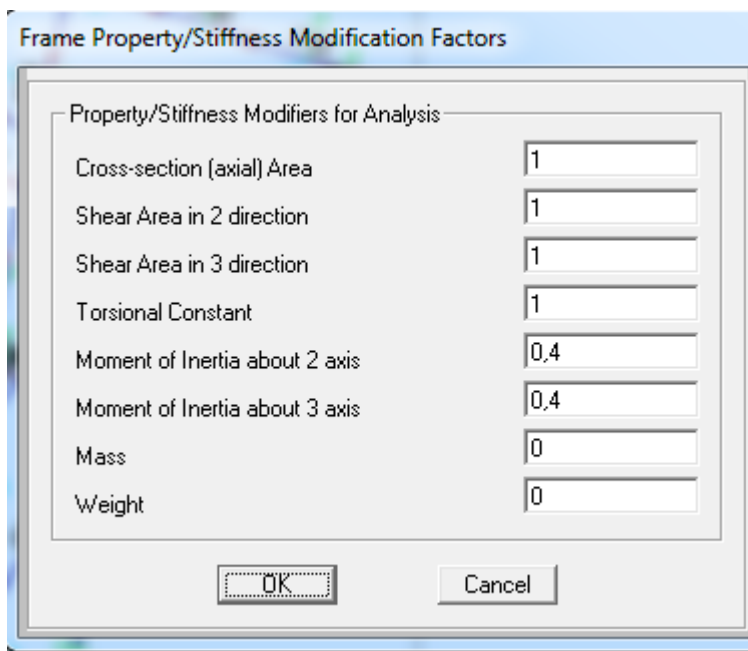


Εσωτερικά υποστυλώματα:

{K27,K23,K32,K28,K24}



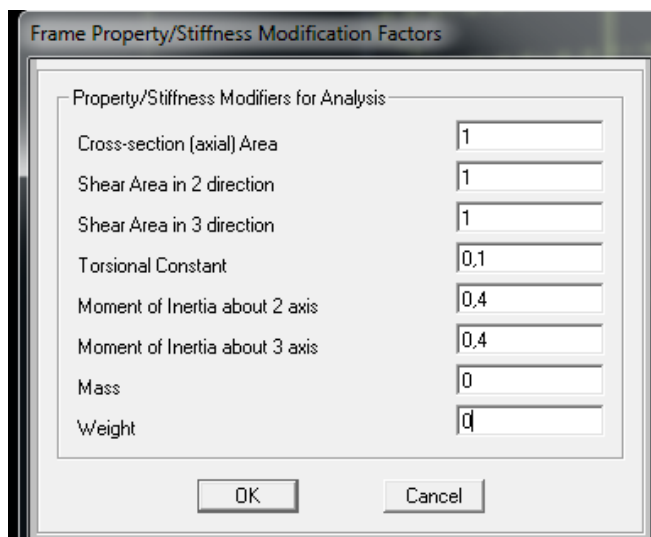
Πλακοδοκοί:



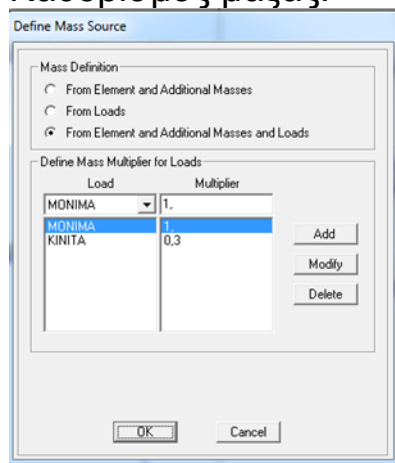
Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι στις πλακοδοκούς θα απομειώσω και την στρεπτική δυσκαμψία κατά 90%.

Η ενέργεια αυτή γίνεται ώστε να λάβω υπόψη το γεγονός ότι οι πλάκες καταπονούν τα δοκάρια όχι μόνο σε κάμψη, αλλά και σε στρέψη.

Την καμπτική επιπόνηση των δοκών λόγω της ύπαρξης των πλακών την έχω προσομοιάσει ως γραμμικό φορτίο κατά μήκος των δοκών. Άρα, ένας τρόπος να συμπεριλάβω και τη στρεπτική επιπόνηση είναι η απομείωση της torsional Constant στο 0,10 ,όπως φαίνεται παρακάτω.



Καθορισμός μάζας:



4.6. Συμπεριφορά τοιχοπληρώσεων και προσομοίωση τους

4.6.1. Εισαγωγικά στοιχεία:

Η παρουσία τοιχοπληρώσεων σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ως επί το πλείστον δεδομένη, ειδικά στη Ελλάδα. Το ζήτημα που τίθεται είναι ποια είναι η συνεισφορά τους στην αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής και με ποιο τρόπο μπορεί να προσομοιαστεί η επιρροή τους.

Το παραπάνω ζήτημα αναπτύσσει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ στο κεφάλαιό του §7.4 και με παραμπομπές στις παρακάτω παραγράφους (§2.1.4.2, §2.4.3.2, §3.7.3, §4.5.3.1δ, 4.5.3.2γ, Παρ.4.1, 4.2 & 4.4, §5.4.3.γ, §5.4.4.β, §5.9 και §9.3.1α κ' 9.3.2α) απαντάει στα ερωτήματα για το ρόλο της τοιχοποιίας πλήρωσης, την επιρροή των ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις και τον τρόπο συνεκτίμησή τους.

Για όσα κτίρια μελετήθηκαν σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.(Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) και τον Ε.Κ.Ω.Σ. (Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος) ,οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται από το προσομοίωμα .Επομένως, δεν λαμβάνονται υπόψη στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, παρά μόνον ως κατακόρυφα φορτία και μάζες. Το περιεχόμενο των ΕΑΚ & ΕΚΩΣ αναφορικά με τις τοιχοπληρώσεις περιορίζεται στον καθορισμό ορίων στο μέγεθος των γωνιακών παραμορφώσεων του ορόφου, ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες βλάβες σ' αυτές.

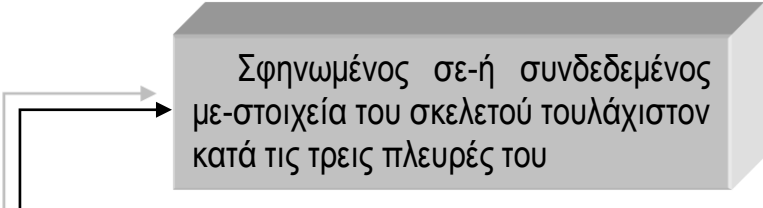
Αντίθετα, στον Ευρωκώδικα 8 υπάρχουν διατάξεις για την συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης των τοιχοπληρώσεων με τους πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, ο κανονισμός καθορίζει πως οι τοιχοπληρώσεις πρέπει οπωσδήποτε να λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής όταν προκαλούν έντονη εκκεντρότητα και για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή. Επίσης, εάν δεν είναι έντονη η ανομοιομορφία της κατανομής των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη, τότε ο κανονισμός δέχεται την υποκατάσταση της προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων με διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας.

Επιπλέον πρέπει να αναφερθεί ότι συνήθως οι πληρώσεις θεωρούνται νεκρά φορτία για τη στατική μελέτη, αν και επηρεάζουν σημαντικά την αντοχή και τη δυσκαμψία των πλαισίων στα οποία είναι συνδεδεμένες. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην έλλειψη πλαστιμής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, στην πολύπλοκη δυναμική συμπεριφορά της, στην έλλειψη πειραματικών δεδομένων αλλά και στη δυσκολία μοντελοποίησης των διαφόρων τρόπων αστοχίας της. Βέβαια, η πρακτική αυτή είναι υπέρ της ασφαλείας όταν η επιρροή των τοιχοπληρώσεων είναι ευμενής,αλλά σε κάθε περίπτωση πρέπει να ελέγχεται. Ειδικά για τη μελέτη ενός υφιστάμενου φορέα, όπως στο θέμα μας, απαιτείται προσεκτική έρευνα για την τυχόν δυσμενή επιρροή των τοίχων πλήρωσης.

Στην παρούσα εργασία θα μελετηθούν αναλυτικά , θα ακολουθηθούν οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ και θα γίνει συγκριτική ανάλυση του φορέα με τοιχοπληρώσεις και χωρίς την προσομοίωσή τους.

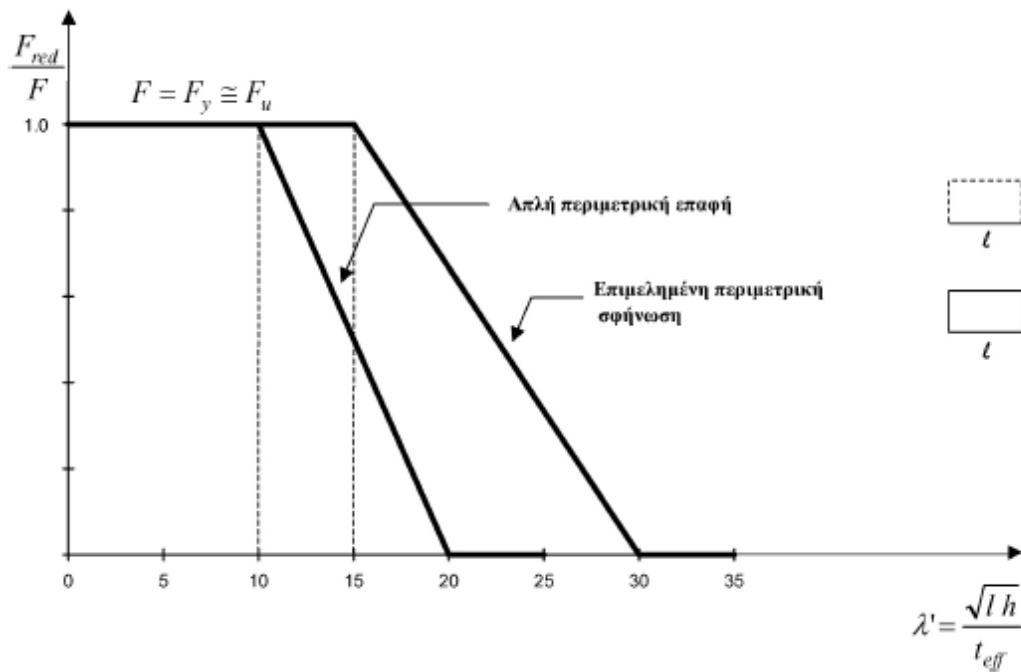
4.6.2. Εφαρμογή διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ:

Ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μόνον όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του και δεν έχει μεγάλα ή και πολλά ανοίγματα και δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου



Σφηνωμένος σε-ή συνδεδεμένος με-στοιχεία του σκελετού τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του

Τοίχος
Συμπεριφορά
τοιχοπληρώσεων



α/α	Τοιχοπληρώσεις	Καθαρές διαστάσεις				ισοδύναμο πάχος t_{eff}	ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1 (ε)	Δ/μα υπολογισμού F_{red}/F	Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου
				μήκος διαγωνίου	πλάτος	Κενό ανεπαρκής σύνδεση	Οριζόντιος άξονας $\lambda' = \text{SQRT}(lh)/t_{eff}$	Α.ΑΠΛΗ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΗ ΕΠΑΦΗ	
		l	h	L	b	t2	λ_2'	2.	
1.	T6	3,75	2,40	4,45	0,67	0,1	30,00	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
2.	T5	3,65	2,40	4,37	0,66	0,1	29,60	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
3.	T7	2,99	2,40	3,83	0,58	0,1	26,79	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
4.	T2	3,67	2,35	4,36	0,65	0,1	29,37	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ

5.	T3	3,46	2,35	4,18	0,63	0,1	28,51	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
6.	T9	2,91	2,35	3,74	0,56	0,1	26,15	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
7.	T15	3,05	2,40	3,88	0,58	0,1	27,06	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
8.	T21	3,63	2,40	4,35	0,65	0,1	29,52	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
9.	T20	3,76	2,40	4,46	0,67	0,1	30,04	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
10.	T19	3,60	2,40	4,33	0,65	0,1	29,39	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
11.	T18	3,05	2,40	3,88	0,58	0,1	27,06	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
12.	T8	3,30	2,40	4,08	0,61	0,1	28,14	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
13.	T4	4,17	2,40	4,81	0,72	0,1	31,64	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
14.	T17	3,03	2,40	3,87	0,58	0,1	26,97	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
15.	T14	2,75	2,40	3,65	0,55	0,1	25,69	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
16.	T22	3,05	2,40	3,88	0,58	0,1	27,06	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
17.	T1	3,40	2,40	4,16	0,62	0,1	28,57	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
18.	T16	1,10	2,40	2,64	0,40	0,1	16,25	0,38	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ
19.	T23	3,31	2,85	4,37	0,66	0,1	30,71	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
20.	T24	3,4	2,85	4,44	0,67	0,1	31,13	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
21.	T25	3,3	2,85	4,36	0,65	0,1	30,67	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
22.	T23'	3,3	2,85	4,36	0,65	0,1	30,67	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
23.	T24'	3,32	2,85	4,38	0,66	0,1	30,76	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
24.	T29	1,24	2,85	3,11	0,47	0,1	18,80	0,12	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ
25.	T29'	1,2	2,85	3,09	0,46	0,1	18,49	0,15	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ
26.	T26	3,95	2,85	4,87	0,73	0,1	33,55	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
27.	T27	3,98	2,85	4,90	0,73	0,1	33,68	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
28.	T28	3,56	2,85	4,56	0,68	0,1	31,85	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
29.	T13	3,51	2,35	4,22	0,63	0,1	28,72	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
30.	T12	3,36	2,35	4,10	0,62	0,1	28,10	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
31.	T11	3,36	2,35	4,10	0,62	0,1	28,10	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
32.	T10	3,11	2,35	3,90	0,58	0,1	27,03	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
33.	T30	1,5	2,85	3,22	0,48	0,1	20,68	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
34.	T31	1,5	2,85	3,22	0,48	0,1	20,68	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
35.	T32	1,5	2,85	3,22	0,48	0,1	20,68	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
36.	T13'	3,51	2,85	4,22	0,63	0,1	31,63	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
37.	T12'	3,36	2,85	4,10	0,62	0,1	30,95	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
38.	T11'	3,36	2,85	4,10	0,62	0,1	30,95	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
39.	T10'	3,11	2,85	3,90	0,58	0,1	29,77	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
40.	T33	1,6	2,85	3,22	0,48	0,1	21,35	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
41.	T33	1,6	2,85	3,22	0,48	0,1	21,35	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
42.	T33	1,6	2,85	3,22	0,48	0,1	21,35	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
43.	T33	1,6	2,85	4,22	0,63	0,1	21,35	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
44.	T33	1,6	2,85	4,10	0,62	0,1	21,35	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
45.	T33	1,6	2,85	4,10	0,62	0,1	21,35	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
46.	T33	1,6	2,85	3,90	0,58	0,1	21,35	0,00	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ

Μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου:

$$f_{wc,s} = \lambda_m \lambda_s \lambda_c k f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3}$$

$$f_{wc,s} = 2.62 \text{MPa}$$

$f_{bc} = 9 \text{ MPa}$
 $f_{mc} = 1 \text{ Mpa}$
 $k = 0,45$ (είδος κονιάματος)

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	0,5
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	0
Weight	0

OK Cancel

Frame End Length Offsets

End Offset Along Length

Automatic from Connectivity

Define Lengths

End-I	0,60
End-J	0,12
Rigid-zone factor	1,

OK Cancel

Assign Automatic Frame Mesh

No Auto Meshing

Auto Mesh Frame

- at Intermediate Joints
- at Intersection with Other Frames, Area Edges and Solid Edges
- Minimum Number of Segments
- Maximum Length of Segments
- Maximum Subtended Degrees (Curved Members)

Units

KN, m, C

OK Cancel

4.6.3 Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

Ο σχεδιασμός και η αποτίμηση της συμπεριφοράς της θεμελίωσης και της ανωδομής υπό σεισμική φόρτιση θα πρέπει στη γενική περίπτωση να μελετάται σε συνδυασμό με το περιβάλλον έδαφος και αυτό διότι η διέγερση στη βάση κάθε κατασκευής είναι γενικά διαφορετική από τη σεισμική κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Η αλληλεπίδραση του εδάφους, της θεμελίωσης και της ανωδομής μπορεί να έχει μικρότερο ή μεγαλύτερο ρόλο στη συνολική απόκριση του συστήματος ανάλογα πάντα με τη σχετική δυσκαμψία και μάζα του εδάφους, της θεμελίωσης και της κατασκευής. Υπό στατική φόρτιση, η περισσότερο προφανής επίπτωση της συνεκτίμησης του ρόλου του εδάφους στη μελέτη απόκρισης της κατασκευής, είναι η αύξηση των οριζοντίων μετακινήσεων και η ταυτόχρονη μείωση των φορτίων διατομής στη βάση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων. Επιπρόσθετα, όταν η φόρτιση έχει δυναμικό χαρακτήρα, όπως συμβαίνει με την σεισμική φόρτιση, τα βασικά χαρακτηριστικά της απόκρισης σε σχέση με αυτά μιας πακτωμένης κατασκευής. Συγκεκριμένα, και όπως περιγράφεται συνοπτικά στον Ευρωκώδικα 8, παρατηρούνται τα ακόλουθα:

- Η κίνηση της θεμελίωσης μιας εύκαμπτα στηριζόμενης κατασκευής είναι διακριτή από αυτή μιας πακτωμένης στη βάση κατασκευής και ενδεχόμενα να εμπεριέχει σημαντική λικνιστική συνιστώσα
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής αναμένεται να είναι μεγαλύτερη, σε σχέση με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατασκευής πακτωμένης στη βάση της. Άμεση επίπτωση του γεγονότος αυτού είναι ότι η κατασκευή οδηγείται σε θέση προς τα δεξιά του φάσματος όπου η φασματική επιτάχυνση αναμένεται μιν να είναι μικρότερη αλλά παρατηρούνται μεγαλύτερες μετακινήσεις.
- Οι ιδιομορφές και οι συντελεστές συμμετοχής είναι πιθανό να διαφέρουν ουσιαστικά.
- Η συνολική απόσβεση του συστήματος θα περιέχει μια επιπρόσθετη εσωτερική απόσβεση στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίωσης αφού ένα μέρος της ενέργειας ταλάντωσης διαχέεται στο περιβάλλον, κάτι το οποίο δεν συμβαίνει όταν η βάση της κατασκευής θεωρείται πακτωμένη.

Η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής μπορεί να αποδοθεί σε δύο αιτίες. Κατά πρώτο λόγο η θεμελίωση δεν είναι πάντα δυνατόν να ακολουθήσει την κίνηση του εδάφους, με αποτέλεσμα η απόκριση της βάσης της κατασκευής να διαφέρει από την κίνηση που εισάγει το έδαφος. Δηλαδή, παρατηρείται μια αδυναμία συμβιβαστού των παραμορφώσεων του ελεύθερου πεδίου και των μετατοπίσεων στερεού σώματος της θεμελίωσης που επιφέρει την ανάκλαση και διάχυση των προσπιπτόντων κυματισμών και την αλλοίωση της αρχικής εδαφικής διέγερσης. Η διαδικασία αυτή περιγράφεται ως **κινηματική αλληλεπίδραση**.

Επιπλέον, η δυναμική συμπεριφορά του συστήματος θεμελίωση-κατασκευή

επιβάλλει μέσω των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται σε αυτές, καταναγκασμένες μετακινήσεις στο έδαφος επηρεάζοντας δραστικά σε ορισμένες περιπτώσεις την εδαφική απόκριση (**αδρανειακή αλληλεπίδραση**). Μπορεί συνεπώς να θεωρηθεί ότι η σχέση αλληλεξάρτησης μεταξύ των τριών μελών του συστήματος, διακρίνεται σε ένα κινηματικό και σε ένα αδρανειακό μέρος. Στο μεγαλύτερο μέρος των περιπτώσεων των κατασκευών, όπου λαμβάνεται υπόψη το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής, μελετάται το αδρανειακό μέρος του φαινομένου, το οποίο περιλαμβάνει την εκτίμηση ελατηριακών σταθερών, με βάση τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης και του τύπου θεμελίωσης της κατασκευής.

4.6.4 Περιγραφή & Προσομοίωση Θεμελίωσης

Τα χαρακτηριστικά του εδάφους φαίνονται στον παρακάτω πίνακα και έχουν προκύψει με βάση πίνακες κατάταξης των εδαφών για σκληρή άργιλο.

Σκληρή Άργιλος		
E [KPa]	=	50.000
ν	=	0,3
G [KPa]	=	19.230,77

Το βάθος της θεμελίωσης είναι ενιαίο στα 2,20 m κάτω από το έδαφος. Υπάρχει περιμετρικό τοίχωμα πάχους 20cm σε όλο το ύψος των 2,20 m. Τα στοιχεία της θεμελίωσης είναι πεδιλοδοκός (strip foundation) στη βάση των εξωτερικών υποστυλωμάτων και μεμονωμένα πέδιλα όπου καταλήγουν τα εσωτερικά υποστυλώματα.


Για την πεδιλοδοκό: Η πεδιλοδοκός θα προσομοιαστεί με ραβδωτό στοιχείο με τη σωστή διατομή και κατά μήκος της θα τοποθετηθούν κατακόρυφα μετακινησιακά ελατήρια. Η πεδιλοδοκός θα αντιμετωπιστεί ως δοκός επί ελαστικού εδάφους. Για τον υπολογισμό των ελατηριακών σταθερών απαιτείται η γνώση του δείκτη εδάφους k_s ο οποίος δεν είναι σταθερός αλλά εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της πεδιλοδοκού. Υπάρχουν διάφοροι μέθοδοι υπολογισμού του δείκτη εδάφους που διαφοροποιούν τον υπολογισμό του ανάλογα με την ακαμψία της πεδιλοδοκού. Εμείς εφαρμόσαμε τα κριτήρια του Hetenyi και Meyerhof για την κατάταξη της πεδιλοδοκού σε άκαμπτη, εύκαμπτη ή πολύ εύκαμπτη και αναλόγως επιλέξαμε και τη μέθοδο ανάλυσης (γραμμική κατανομή ή winkler).

Μετά την εφαρμογή των παραπάνω κριτηρίων διαπιστώσαμε ότι μια εκτίμηση του $k_s = 50.000 \text{ kN/m}^3$ από εμπειρικούς πίνακες είναι αρκετά κοντά σ' αυτά που

υπολογίσαμε.

Πεδιλοδοκός		
E_b	25331370	KPa
B	0,6	m
H	0,3	m
I	0,00135	m^4

Για τα μεμονωμένα πέδιλα: Είναι τετραγωνικά ορθογωνικά διαστάσεων 60cmX60cm. Θα προσομοιαστούν με 3 ελατήρια, ένα κατακόρυφο μετακινησιακό και δύο στροφικά περί τον x και y άξονα. Θα υπολογιστούν με βάση τις σχέσεις του Γκαζέτα για ελατήρια winkler.

$\gamma \uparrow$  $!$

• Προτεινόμενες τιμές δεικτών εμπέδησης (Gazetas, 1991 και 1997)

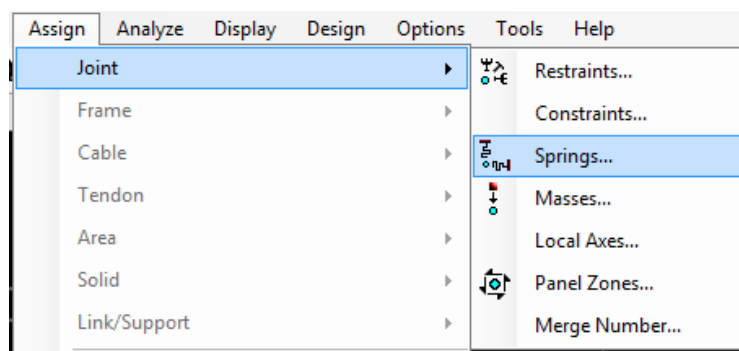
Μορφή απόκρισης	Δυσκαμψία K	Δυναμικός συντελεστής δυσκαμψίας με τη συχνότητα
Κατακόρυφη z	$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54 \cdot \chi^{0.75})$	$k_z = k_z \left(\frac{L}{B}, \nu, a_s \right)$, (διαγραμμα)
Οριζόντια y (εγκάρσια διεύθυνση)	$K_y = \frac{2GL}{2-\nu} (2 + 2.5 \cdot \chi^{0.65})$	$k_y = k_y \left(\frac{L}{B}, a_s \right)$, (διαγραμμα)
Οριζόντια x (επιμήκης διεύθυνση)	$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$	$k_x \approx 1$
$a_s = \frac{\omega B}{V_s}$ Λικνιστική R_x (γύρω από άξονα x)	$K_{Rx} = \frac{G}{1-\nu} I_{xx}^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} (2.4 + 0.5 \frac{B}{L})$	$k_{Rx} \approx 1 - 0.20a_s$
$\chi = \frac{A_s}{4L^2}$ Λικνιστική R_y (γύρω από άξονα y)	$K_{Ry} = \frac{3G}{1-\nu} I_{yy}^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15}$	$\nu < 0.45: k_{Ry} \approx 1 - 0.30a_s$ $\nu \geq 0.50: k_{Ry} \approx 1 - 0.25a_s \left(\frac{L}{B} \right)^{0.35}$
$A_s = 2B \cdot 2L$ Στρεπτική	$K_t = G I_p^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{0.15} \right]$	$k_t \approx 1 - 0.14a_s$

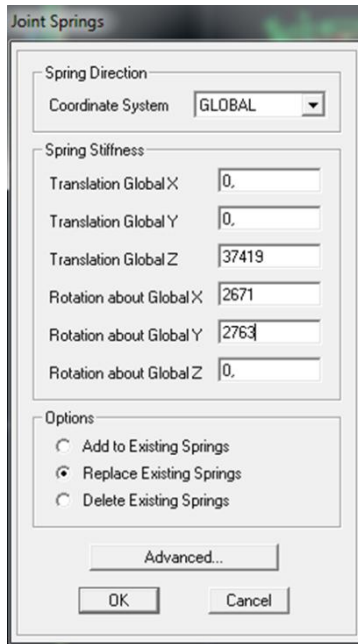
I_{xx}, I_{yy} ροπές αδρανείας θεμελίου $I_p = I_{xx} + I_{yy}$ G : μέτρο διάτμησης εδάφους

Προσομοίωση πεδίου με ελατήρια Winkler

Α/Α	ΥΠΟΣ/ΜΑ	ΠΕΔΙΟ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΤΟΨΗΣ		μετακίνηση	k_s	2.Στροφικό ελατήριο περί τον x	3.Στροφικό ελατήριο περί τον y
			2L(X)	2B(Y)	K_z (kN/m)	KN/m3	K_{rx}	K_{ry}
1.	K37	Θ37	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
2.	K38	Θ38	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
3.	K39	Θ39	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
4.	K40	Θ40	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
5.	K22	Θ22	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
6.	K23	Θ23	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
7.	K24	Θ24	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
8.	K25	Θ25	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
9.	K26	Θ26	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
10.	K27	Θ27	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
11.	K28	Θ28	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
12.	K29	Θ29	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
13.	K30	Θ30	1,75	2	116.935	33.410	88631	74.225
14.	K31	Θ31	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
15.	K32	Θ32	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
16.	K33	Θ33	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
17.	K36	Θ36	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
18.	K34	Θ34	2	2	124.727	31.182	98857	102.265
19.	K35	Θ35	1,75	2	116.935	33.410	88631	74.225

Εντολή εισαγωγής ελατηρίων στο SAP





Στη διεύθυνση τοποθέτησης των ελατηρίων αποδευσμέω τους βαθμούς ελευθερίας.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2 (EN1992-1-1:2004 EL)

Πίνακας 3.1 Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος



Αντοχή	Αναλυτική σχέση / Εξήγηση														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck} (\mu\sigma) \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \text{ fl} \ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5% οριακό ποσοστό (fractile)
$F_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95% οριακό ποσοστό (fractile)
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f_{cm} σε MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	βλ. Σχήμα 3.2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm} / 0,31 < 28$
ϵ_{cu1} (‰)		3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	βλ. Σχήμα 3.2 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 -$
ϵ_{c2} (‰)		2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	βλ. Σχήμα 3.3 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50) / 0,53$
ϵ_{cu2} (‰)		3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	βλ. Σχήμα 3.3 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}) / 100] / 4$
N		2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	για $f_{ck} \geq 50$ MPa $\eta = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck}) / 100] / 4$
ϵ_{c3} (‰)		1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	βλ. Σχήμα 3.4 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50) / 40]$
ϵ_{cu3} (‰)		3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	βλ. Σχήμα 3.4 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}) / 100] / 4$

- (3) Η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας με τον χρόνο μπορεί να εκτιμάται από τη σχέση:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm} \quad (3.5)$$

όπου $E_{cm}(t)$ και $f_{cm}(t)$ είναι οι τιμές που αντιστοιχούν σε ηλικία t ημερών και E_{cm} και f_{cm} είναι οι τιμές που προσδιορίζονται σε ηλικία 28 ημερών. Η σχέση μεταξύ των $f_{cm}(t)$ και f_{cm} ακολουθεί την έκφραση (3.1).

- (4) Ο λόγος του Poisson μπορεί να λαμβάνεται ίσος προς 0,2 για μη-ρηγματωμένο σκυρόδεμα και 0 για ρηγματωμένο.

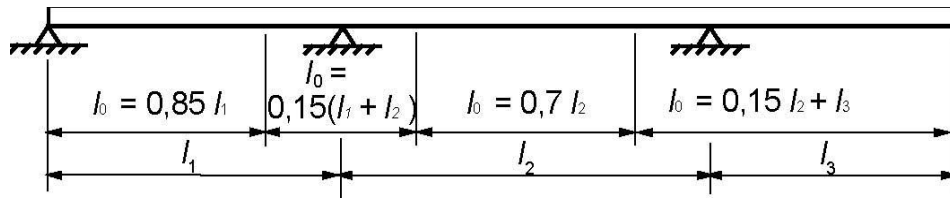
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2 (παρ. 5.3.2.1)

Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού (για όλες τις οριακές καταστάσεις)

(1)P Σε δοκούς μορφής T το συνεργαζόμενο πλάτος, εντός του οποίου οι συνθήκες έντασης μπορούν να θεωρηθούν ομοιόμορφες, εξαρτάται από τις διαστάσεις του κορμού και του πέλματος, τον τύπο της φόρτισης, το άνοιγμα, τις συνθήκες στήριξης και τον εγκάρσιο οπλισμό.

(2) Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού πρέπει να προσδιορίζεται με βάση την απόσταση l_0 μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών, η οποία μπορεί να λαμβάνεται από το

Σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.2: Ορισμός του l_0 , για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού.

Σημείωση: Το μήκος του προβόλου, l_3 , πρέπει να είναι μικρότερο από το ήμισυ του διπλανού ανοίγματος και ο λόγος δύο διαδοχικών ανοιγμάτων πρέπει να κυμαίνεται από 2/3 έως 1,5.

(3) Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} πλακοδοκού T ή ακραίας πλακοδοκού L μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

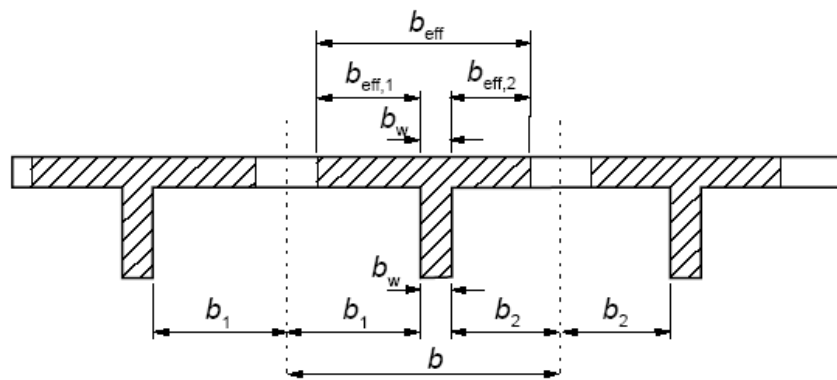
όπου

$$b_{eff} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0$$

και

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

(για συμβολισμούς βλέπε Σχήματα 5.2 άνω και 5.3 παρακάτω)



Σχήμα 5.3: Παράμετροι συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού

(4) Για την περίπτωση που στην στατική ανάλυση δεν απαιτείται ιδιαίτερη ακρίβεια, μπορεί να υποτεθεί ένα σταθερό πλάτος για όλο το άνοιγμα. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υιοθετείται η τιμή που ισχύει για το άνοιγμα.

Πίνακας 6.1 – Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>
<p>¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3</p>		

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Ανάλογα με τις προσδοκούμενες χρήσεις, χώροι οι οποίοι πιθανόν να εντάσσονται στις κατηγορίες C2, C3, C4 μπορούν να ενταχθούν στην C5 κατόπιν απόφασης του πελάτη και/ ή του Εθνικού Προσαρτήματος.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Το Εθνικό Προσάρτημα προβλέπει και υποκατηγορίες στις A, B, C1 έως C5, D1 και D2.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.

Πίνακας 6.2 – Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A	1,5 έως <u>2,0</u>	<u>2,0</u> έως 3,0
- Δάπεδα	<u>2,0</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 4,0
- Σκάλες	<u>2,5</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 3,0
- Μπαλκόνια		
Κατηγορία B	2,0 έως <u>3,0</u>	1,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία C	2,0 έως <u>3,0</u>	3,0 έως <u>4,0</u>
- C1	3,0 έως <u>4,0</u>	2,5 έως 7,0
- C2	3,0 έως <u>5,0</u>	(4,0)
- C3	4,5 έως <u>5,0</u>	<u>4,0</u> έως 7,0
- C4	<u>5,0</u> έως 7,5	3,5 έως <u>7,0</u>
- C5		3,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία D	<u>4,0</u> έως 5,0	
- D1	4,0 έως <u>5,0</u>	3,5 έως 7,0
- D2		(4,0)
		3,5 έως <u>7,0</u>

Πίνακας 6.12 – Οριζόντια φορτία σε διαχωριστικούς τοίχους και στηθαία

Φορτιζόμενη επιφάνεια	q_k [kN/m]
Κατηγορία A	q_k
Κατηγορία B και C1	q_k
Κατηγορίες C2 έως C4 και D	q_k
Κατηγορία C5	q_k
Κατηγορία E	q_k
Κατηγορία F	Βλέπε Παράρτημα B
Κατηγορία G	Βλέπε Παράρτημα B

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για τις κατηγορίες A, B και C1 το q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,2 και 1,0 (0,5).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Για τις κατηγορίες C2 έως C4 και D το q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,8 kN/m και 1,0 kN/m.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3: Για την κατηγορία C5 το q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 3,0 kN/m και 5,0 kN/m.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4: Για την κατηγορία E το q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,8 kN/m και 2,0 kN/m. Για τους χώρους της κατηγορίας E τα οριζόντια φορτία εξαρτώνται από τη χρήση. Για αυτό η τιμή του q_k ορίζεται ως ελάχιστη τιμή και θα πρέπει να ελέγχεται για την συγκεκριμένη χρήση.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5: Όπου δίδεται φάσμα τιμών στις Σημειώσεις 1,2,3 και 4 η τιμή μπορεί να καθορισθεί από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι υπογραμμισμένη.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 6: Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να προδιαγράψει και επιπλέον σημειακά φορτία Q_k και/ ή προδιαγραφές πρόσκρουσης σκληρών ή μαλακών σωμάτων για αναλυτικό ή πειραματικό έλεγχο.

Πίνακας 6.10 – Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	q_k	Q_k
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για την κατηγορία H το q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,00 kN/m² και 1,0 kN/m² και το Q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,9 kN και 1,5 kN.</p> <p>Όπου δίδεται φάσμα τιμών, οι τιμές θα πρέπει να ορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές είναι: $q_k = 0,4 \text{ kN} / \text{m}^2, Q_k = 1,0 \text{ kN}$</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Το q_k μπορεί να διαφοροποιείται στο Εθνικό Προσάρτημα ανάλογα με την κλίση της στέγης.</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3: Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε μια επιφάνεια A που θα ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το A είναι 10m², στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης.</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4: Βλέπε επίσης 3.3.2 (1).</p>		



ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ

ΤΟΥ ΒΑΣΙΛΕΙΟΥ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ

Ἐν Ἀθήναις τῆ 31 Δεκεμβρίου 1945

ΤΕΥΧΟΣ ΠΡΩΤΟΝ

Ἀριθμὸς φύλλου 325

ἐδ. 3. Ξυλεία στεγνωμένη εἰς τὸν ἀέρα.

Με φυσικὴν ὑγρασίαν 15% (χγ/μ³)

	χγ/μ ³
1. Ἐλάτη ἐν γένει (λευκὴ Ξυλεία)	550
2. Πεύκη ἢ δασικὴ (Ξυλεία Σουηδικὴ κ.τ.τ.	550
3. Πεύκη ἢ λαοκοειδὴς (λάρτζινο), πεύκη ἢ μελανὴ (λάρτζινο ἄροξο)	650
4. Ξυλεία πεύκης Ἀμερικῆς (Pitch-Pine, Crecon- pine), Ὄξυά	750
5. Δρυς	900

Σημ. Τὰ ὡς ἄνω βάρη τῆς Ξυλείας ἰσχύουν δια κατασκευὰς προφυλαγμένας ἀπὸ τὴν ὑγρασίαν. Ἄλλως πρέπει ταῦτα νὰ αὐξάνωνται κατὰ 50 χγρ.

ἐδ. 2

Διὰ τὰ ξυκτὰ τῆς ξυλίνης στέγης, τὰς τεγίδας τὰς ἐπιτεγίδας καὶ τοὺς ἐν γένει συνδέσμους καὶ τὴν ὄροφὴν, τὸ ἀνά 1μ² ὄριζοντίας προβολῆς ἴδιον βάρος δύναται, ἀναλόγως τοῦ μεγέθους καὶ τῆς μορφῆς τῆς στέγης, νὰ λαμβάνεται κατὰ μέσον ὄρον, ὡς ἀκολούθως:

*Ἀνοίγμα στέγης	βάρος ξυκτῶν τεγίδων καὶ συνδέσμων ἐν γένει
7 μ — 15 μ	20 χγ. — 30 χγ.
15 μ — 20 μ	30 χγ. — 40 χγ.
20 μ — 25 μ	40 χγ. — 50 χγ.

(ἀπόστασις μεταξὺ τῶν ξυκτῶν 4-5 μ.)

Ἐπὶ πλέον τῶν ἀνωτέρω δι 1 μ² ὄροφῆς δι' ὄροφότησεων καὶ ὄροφονομάτου 30 χγ.

Δυὸ στέγας ἀνοίγματος μείζονος τῶν 15 μ. πρέπει ἐκ τῶν ὑστέρων νὰ ἐλέγχωνται βάσει τῶν τιμῶν τῆς παρ. 2 ἐδ. 3 ἐὰν τὸ ὡς ἄνω ληφθῆν ἴδιον βάρος τῆς στέγης ἐλήφθῃ κατ' ἀνεκτὴν προσέγγισιν (πρβλ. παρ. 1 ἐδ. 4).

ἐδ. 3.

*Ἐπικάλυψις ξυλίνων στεγῶν διὰ κυρτῶν κεράμων κολυμβητῶν (βάρος κεράμων, κονιάματος, σανιδώματος). Ἀνά 1 μ ² κεκλιμένης ἐπιφανείας	130
Ἡ αὐτὴ ἐπικάλυψις, μὴ κολυμβητὴ ἀνά μ ² κεκλιμένης ἐπιφανείας	90
*Ἐπικάλυψις ξυλίνων στεγῶν διὰ κεράμων γαλλικοῦ τύπου (βάρος κεράμων καὶ ἐπιτεγίδων). Ἀνά μ ² κεκλιμένης ἐπιφανείας	50

ἐδ. 4.

*Ἐπικάλυψις δι' ὑαλοπινάκων ἐπὶ σιδηροῦ σκελετοῦ περιλαμβανομένου καὶ τοῦ βάρους τοῦ σκελετοῦ.	
α) διὰ κοινῶν ὑαλοπινάκων 6 χλσ. πάχους, ἀνά μ ² κεκλιμένης ἐπιφανείας	30
β) δι' ὀπλισμένων ὑαλοπινάκων 6 χλσ. πάχους ἀνά μ ² κεκλιμένης ἐπιφανείας	35
Δι' ἕκαστον ἐπὶ πλέον χιλιοστὸν πάχους ὑάλου προστίθενται 3 χγ εἰς τὰ ὡς ἄνω βάρη.	

Πίνακας A1.1 – Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτήρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000 \text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000 \text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

9.EN 1990:2002 (E)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:

ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΠΑΚΤΩΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ

5.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Αρχικά, πραγματοποιήσαμε ιδιομορφικές αναλύσεις τόσο για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής όσο και για τον έλεγχο της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της κατασκευής.

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

- Πακτωμένο κτίριο με τοιχοπληρώσεις

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumRZ	SumUX	SumUY	RZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
	Mode 1	0,62374	0,88899	0,00021	0,26659	0,88899	0,00021	0,26659
	Mode 2	0,426911	0,01669	0,03392	0,75812	0,90568	0,03413	0,49154
	Mode 3	0,370891	0,0018	0,89193	0,91517	0,90748	0,92606	0,15705

Άρα, οι θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτηρίου είναι:

- κατά x: $T_1=0.65$ sec
- κατά y: $T_3=0.38$ sec

- Πακτωμένο μοντέλο χωρίς τοιχοπληρώσεις

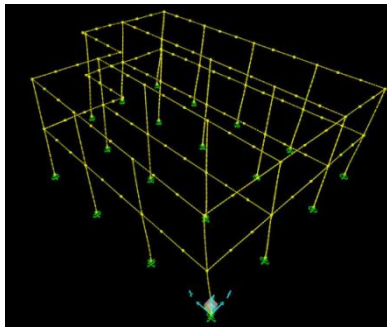
StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0,684796	0,91446	0,00017	0,34645	0,91446	0,00017	0,34645
Mode 2	0,451023	0,00052	0,01616	0,37713	0,91498	0,01633	0,72359
Mode 3	0,382898	0,00032	0,90913	0,19954	0,9153	0,92545	0,92312

Άρα,
οι

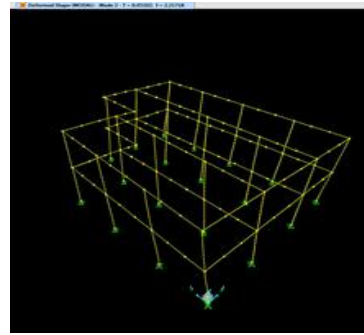
θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτηρίου είναι:

- κατά x: $T_1=0.68$ sec
- κατά y: $T_3=0.38$ sec

Ιδιομορφική κατά X, $T_1=0,68\text{sec}$



Φωτογραφία 2^{ης} Ιδιομορφής, $T_2=0,45\text{sec}$



5.2 Συνδυασμοί Φόρτισης

Το κτήριο θα αναλυθεί για τους εξής συνδυασμούς φόρτισης:

- 1.35G+1.5Q Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
- G+0.3Q Ταλαντούμενη μάζα κατά τη σεισμική διέγερση
- G+0.3Q+EX+0.3EY COMB1
- G+0.3Q+EX-0.3EY COMB2
- G+0.3Q-EX+0.3EY COMB3
- G+0.3Q-EX-0.3EY COMB4
- G+0.3Q+EY+0.3EX COMB5
- G+0.3Q+EY-0.3EX COMB6
- G+0.3Q-EY+0.3EX COMB7
- G+0.3Q-EY-0.3EX COMB8

5.3. Συντελεστής συμπεριφοράς q

Σχετικά και με τους περιορισμούς στη χρήση των ελαστικών μεθόδων για την αποτίμηση υφισταμένων κατασκευών, το σημαντικότερο ζήτημα που εισάγεται αφορά το δείκτη συμπεριφοράς q, του οποίου η τιμή είναι άγνωστη στην περίπτωση ενός υπάρχοντος κτιρίου. Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώσει ενέργεια μέσω της ανελαστικής παραμόρφωσης των μελών της. Η εκτίμηση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q θα γίνει σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και τις εμπειρικές τιμές του πίνακα 4.1. και του Σ.4.4. Προκύπτει $(q^*)/q=1$ με στόχο επανελέγχου τη στάθμη Β, προστασία ζωής.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q για στάθμη επιτελεστικότητας Β (σημαντικές βλάβες)

Για το κτίριο που μελετάμε εκτιμάμε $\alpha=1$, που προκύπτει για εφαρμοσθέντες κανονισμούς μελέτης και κατασκευής προ του 1985, για ευμενή επιρροή των τοιχοπληρώσεων και ουσιώδεις βλάβες. Επίσης το α θα μπορούσε να ληφθεί ίσο με 1,30 εάν δεν ήταν **στρεπτικά ευαίσθητο**. Η στρεπτική ευαισθησία του είναι φανερή από την ιδιομορφική απόκριση του κτιρίου όπου παρατηρούμε ότι η 2^η ιδιομορφή κυριαρχείται από στροφή περί τον άξονα Z κατά 38%.

Βέβαια, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπει την αύξηση του α κατά 25% στην περίπτωση η δυναμική ελαστική ανάλυση συνδυαστεί με την πραγματοποίηση μιας στατικής ανελαστικής ανάλυσης.

5.4. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση

Πριν επιλεγθεί η μέθοδος επίλυσης που θα εφαρμοστεί απαιτείται να γίνει μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογιστούν οι λόγοι $\lambda = \frac{SE}{Rm}$.

Η προκατακτική ελαστική ανάλυση έγινε με το ελαστικό φάσμα του EC8 όπως συνιστά και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Έγιναν δύο αναλύσεις. Μία χωρίς τη δράση της τυχηματικής εκκεντρότητας και μία με την επιρροή της τυχηματικής εκκεντρότητας.

Συνοπτικά η διαδικασία που ακολουθείται για την εύρεση των δεικτών ανεπάρκειας είναι:

1. Εύρεση της σεισμικής μάζας
2. Εύρεση της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης
3. Υπολογισμός οριζόντιας σεισμικής δύναμης που θα παραλάβει κάθε διάφραγμα
4. Επίλυση
5. Υπολογισμός αναπτυσσόμενων ροπών
6. Εύρεση ροπών αντοχής
7. Υπολογισμός Δεικτών ανεπάρκειας

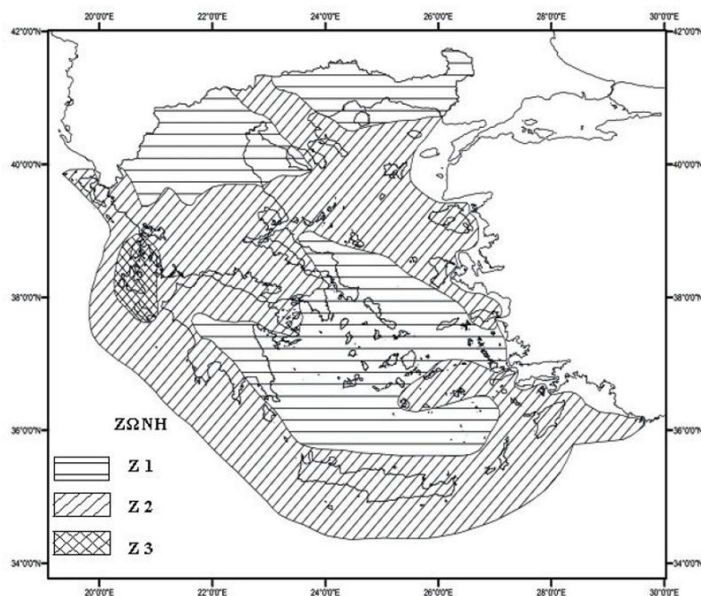
Βήμα 1^ο: Η σεισμική μάζα υπολογίστηκε μέσω των αξονικών των υποστυλωμάτων υπό τον συνδυασμό $G+0.3Q$ όπως υπολογίστηκαν στο SAP. Προέκυψε μάζα ισογείου=393,42 ton, μάζα α' ορόφου=413,19 ton. Συνολική μάζα=806,61ton.

Βήμα 2^ο :

Πίνακας 1

Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36



Σχήμα 1 : Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Πίνακας 3.1: Κατηγορία Εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ύλων με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρενστοποιησίων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Πίνακας 3
Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης
(Τύπου I)

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 4
Τιμές του Συντελεστή Σπουδαιότητας γ_I

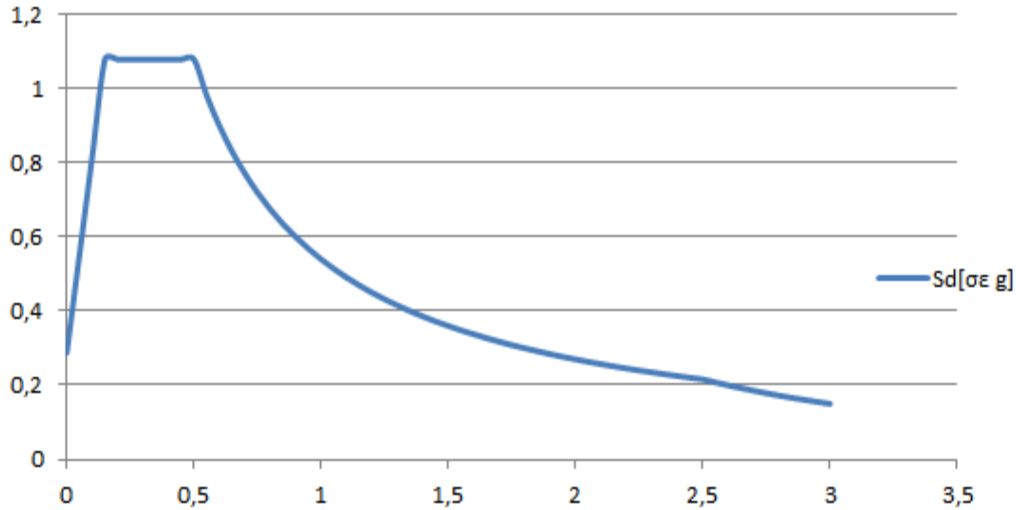
Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

a_{gR}	=	0,36	g
g	=	9,81	m/s ²
Έδαφος B			
S	=	1,2	
T_B	=	0,15	sec
T_C	=	0,5	sec
T_D	=	2,5	sec
γ_I	=	1	

T_{1x}	=	0,68	sec
$S_d(T_x)$	=	0,794	g
	=	7,79	m/s ²

T_{3y}	=	0,38	sec
$S_d(T_y)$	=	1,080	g
	=	10,59	m/s ²

Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 Sd[σε g] και q=1



$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Βήμα 3^ο :

Ο 1^{ος} τρόπος είναι σύμφωνα με τη σχέση

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Ο 2^{ος} τρόπος είναι σύμφωνα με τη σχέση

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Παρακάτω φαίνονται οι δυνάμεις που θα εφαρμοστούν στο κ.βάρους του κάθε διαφράγματος.

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ					
Τέμνουσα βάση		F_{bx}	=	6284	k N
1ος τρόπος					
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i m	m_i (ton)	$z_i * m_i$	F_i	
1	3,25	393,42	1278,6	2070	
2	6,3	413,19	2603,1	4214	
			3881,7	6284	
2ος τρόπος					
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	m_i (ton)	s_i (m)	$s_i * m_i$	F_i
1	3,25m	393,42	0,024	9,43	2231
2	6,30m	413,19	0,0415	17,13	4052
		806,61		26,56	6284

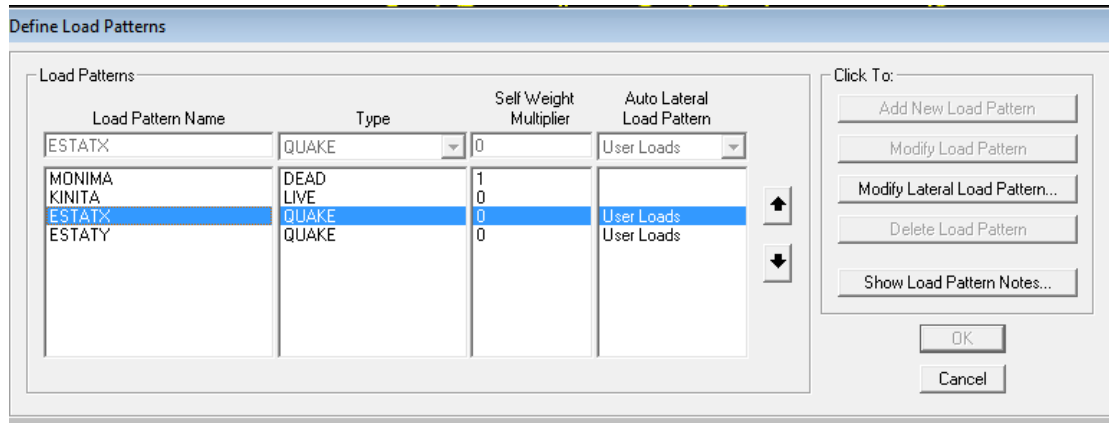
ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ					
		F_{by}	=	8546	k N
1ος τρόπος					
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i m	m_i (ton)	$z_i * m_i$	F_i	
1	3,25	393,42	1279	2815	
2	6,3	413,19	2603	5731	
			3882	8546	
2ος τρόπος					
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	m_i (ton)	s_i (m)	$s_i * m_i$	F_i
1	3,25m	393,42	0,024	9,35	3009
2	6,30m	413,19	0,041	17,13	5514
		806,61		26,48	8522

Βήμα 4^ο : Εισαγωγή των δεδομένων στο SAP και πραγματοποίηση της ανάλυσης

Στο πρόγραμμα SAP2000 υπάρχουν δύο δυνατότητες για την εκτέλεση της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης και θα παρουσιαστούν συνοπτικά και οι δύο μέθοδοι υπολογισμού και εισαγωγής των δεδομένων.

A' Μέθοδος: Υπολογισμός των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων «με το χέρι» και εισαγωγή τους στο SAP.

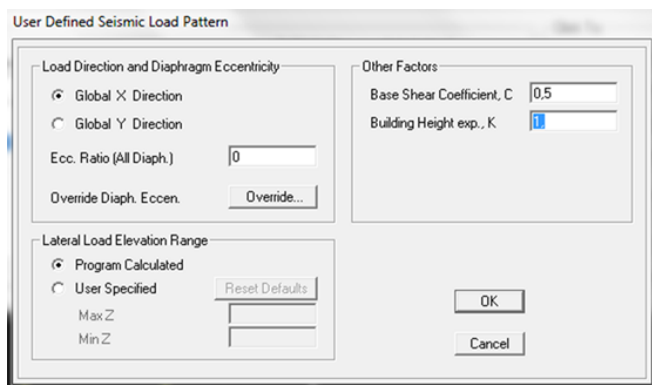
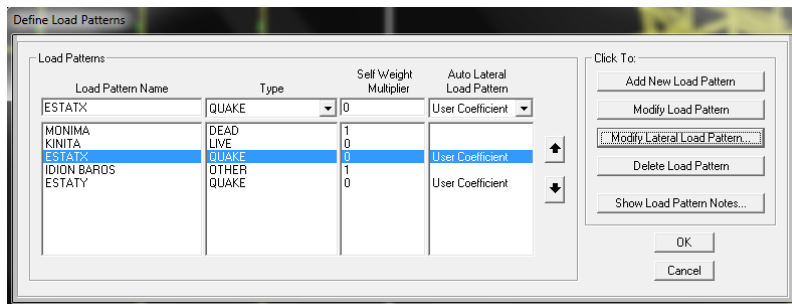
Η διαδικασία που ακολουθείται είναι Define→Load Patterns→ESTATX→User Loads



Δημιουργία Ισοδύναμων Στατικών Φορτίσεων στο SAP

Β' Μέθοδος: Υπολογισμός των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων απ'ευθείας από το SAP

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι Define→Load Patterns→ESTATX→User Coefficient→Modify Lateral Load Pattern



Βήμα 5^ο : Αποτελέσματα Διαστασιολόγησης

Η διαστασιολόγηση γίνεται με το δυσμενέστερο από τους συνδυασμούς που εφαρμόστηκαν.

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)				
ΠΑΚΤΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ				
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ				
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ
1	K18	30 x 40	2,22	0,4
2	K19	60 x 20	2,84	0,6
3	K20	20 x 60	2,89	0,54
4	K21	30 x 40	2	0,45
5	K22	30 x 40	1,12	0,7
6	K23	20 x 60	1,66	0,89
7	K24	20 x 60	1,7	0,89
8	K25	30 x 40	1,19	0,7
9	K26	30 x 40	1,06	0,65
10	K27	20 x 60	1,67	0,85
11	K28	20 x 60	1,71	0,85
12	K29	30 x 40	1,16	0,68
13	K30	30 x 30	2,5	0,86
14	K31	50 x 30	3,65	0,83
15	K32	20 x 60	1,69	0,83
16	K33	30 x 40	1,12	0,67
17	K34	50 x 30	4,24	0,85
18	K35	30 x 30	2,26	0,85
19	K36	20 x 100	2,04	1,02

Αποτελέσματα Προκατακτικής
Ελαστικής Στατικής Ανάλυσης
με το φάσμα του EC8
χωρίς
τυχηματική εκκεντρότητα
για τα υποστυλώματα

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)				
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ				
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ
1	Δ1	20X65	0,41	0,32

Αποτελέσματα
 Προκατακτικής Ελαστικής
 Στατικής Ανάλυσης
 με το φάσμα του EC8
 χωρίς τυχηματική
 εκκεντρότητα για τα δοκάρια

2	Δ2	20X70	1,15	1,02
3	Δ3	20X70	0,94	0,79
4	Δ4	20X65	2,4	1,49
5	Δ5	20X65	0,38	0,41
6	Δ6	20X65	0,42	0,65
7	Δ7	20X65	0,25	0,38
8	Δ8	20X65	2,43	1,45
9	Δ9	20X70	0,69	0,56
10	Δ10	20X70	0,87	0,75
11	Δ11	20X70	0,86	0,73
12	Δ12	20X70	0,86	0,73
13	Δ13	20X70	1,03	0,92
14	Δ14	20X65	0,19	0,14
15	Δ15	20X65	0,7	0,49
16	Δ16	20X65	0,61	0,43
17	Δ17	20X65	2,84	1,67
18	Δ18	20X65	0,28	0,38
19	Δ19	20X65	0,33	0,44
20	Δ20	20X65	0,33	0,48
21	Δ21	20X65	0,42	0,67
22	Δ22	20X65	0,23	0,17

5.5. Δυναμικές Φασματικές Αναλύσεις

Πραγματοποιήθηκαν 2 βασικές δυναμικές ελαστικές αναλύσεις. Μία με βάση το φάσμα του EC8 και μία με το φάσμα του κανονισμού του '59 τροποποιημένο με βάση τις οδηγίες του ΦΕΚ455 (25 Φεβρουαρίου 2014)

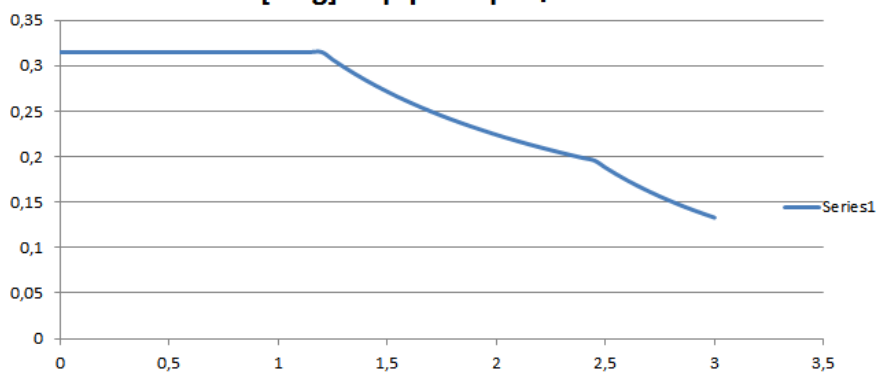
Για την κάθε μία από αυτές έγιναν δύο αναλύσεις μία χωρίς την επιρροή της τυχηματικής εκκεντρότητας και μία με υπολογισμό των στρεπτικών επιδράσεων. Θα παρουσιαστούν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, δηλαδή αυτά με την τυχηματική εκκεντρότητα.

Τα αποτελέσματα με το φάσμα του EC8 μας δίνουν προφανώς πολύ μεγαλύτερες ανεπάρκειες.

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)				
ΠΑΚΤΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ				
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ				
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ
1	K18	30 x 40	3,06	2,13
2	K19	60 x 20	3,91	3,53
3	K20	20 x 60	3,78	2,81
4	K21	30 x 40	3,49	2,34
5	K22	30 x 40	1,55	1,16
6	K23	20 x 60	1,97	0,98
7	K24	20 x 60	1,82	1,4
8	K25	30 x 40	1,45	0,98
9	K26	30 x 40	1,43	0,99
10	K27	20 x 60	0,99	1,47
11	K28	20 x 60	1,79	1,46
12	K29	30 x 40	1,35	0,86
13	K30	30 x 30	4,16	3,35
14	K31	50 x 30	4,82	2,88
15	K32	20 x 60	1,78	1,36
16	K33	30 x 40	1,33	0,92
17	K34	50 x 30	5,26	3,87
18	K35	30 x 30	3,93	3,11
19	K36	20 x 100	2,39	1,51

**ΔΕΙΚΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
Δ.Φ.Α. ΜΕ ΤΟ ΦΑΣΜΑ ΤΟΥ '59**

**Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού
Sd[σε g] σύμφωνα με ΦΕΚ455**



ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)				
ΠΑΚΤΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ				
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ
1	K18	30 x 40	8,88	5,89
2	K19	60 x 20	11,28	9,79
3	K20	20 x 60	10,71	7,75
4	K21	30 x 40	9,93	6,68
5	K22	30 x 40	4,96	2,3
6	K23	20 x 60	5,88	2,75
7	K24	20 x 60	5,52	2,46
8	K25	30 x 40	4,85	1,91
9	K26	30 x 40	4,64	1,93
10	K27	20 x 60	0,984	2,67
11	K28	20 x 60	5,35	2,51
12	K29	30 x 40	4,51	1,78
13	K30	30 x 30	12,2	9,45
14	K31	50 x 30	13,78	7,8
15	K32	20 x 60	5,38	2,34
16	K33	30 x 40	4,53	1,81
17	K34	50 x 30	14,79	10,52
18	K35	30 x 30	11,55	8,88
19	K36	20 x 100	6,76	4,05

ΔΕΙΚΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΦΑΣΜΑ ΤΟΥ EC8

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)				
ΔΟΚΑΡΙΑ				
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ				
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ
1	Δ1	20X65	0,41	0,32
2	Δ2	20X70	1,15	1,02
3	Δ3	20X70	0,94	0,79
4	Δ4	20X65	2,4	1,49
5	Δ5	20X65	0,38	0,41
6	Δ6	20X65	0,42	0,65
7	Δ7	20X65	0,25	0,38
8	Δ8	20X65	2,43	1,45
9	Δ9	20X70	0,69	0,56
10	Δ10	20X70	0,87	0,75
11	Δ11	20X70	0,86	0,73
12	Δ12	20X70	0,86	0,73
13	Δ13	20X70	1,03	0,92
14	Δ14	20X65	0,19	0,14
15	Δ15	20X65	0,7	0,49
16	Δ16	20X65	0,61	0,43
17	Δ17	20X65	2,84	1,67
18	Δ18	20X65	0,28	0,38
19	Δ19	20X65	0,33	0,44
20	Δ20	20X65	0,33	0,48
21	Δ21	20X65	0,42	0,67
22	Δ22	20X65	0,23	0,17

Δ.Φ.Α. ΜΕ ΤΟ ΦΑΣΜΑ ΤΟΥ '59

5.5. Διατμητικός Έλεγχος Επάρκειας (απαίτηση '59)

5.5.1. Εύρεση Αντοχής σε τέμνουσα σύμφωνα με ΕΚΩΣ

5.5.1.1. Υποστυλώματα Ισογείου

Στον παρακάτω πίνακα δίνεται η αντοχή για κάμψη περί τον άξονα γ.

Υπολογισμός Αντοχής σε διάτμηση σύμφωνα με ΕΚΩΣ													
Υποστυλώματα Ισογείου-Κάμψη κατά Χ													
α/α		k	σ_{cp}	A_{sl}	$Asl/b/d$	ρ_l	V_{Rd1}	v_d	vd>-0,10	vd<-0,10	Vcd	Vwd	V_{Rd}
1	K18	1,33	2068,38	0,00083	0,01	0,00768	68,20	0,46	κάμψη+θλιψη	0,456259	61,38	0	61,38
2	K19	1,03	2487,38	0,00063	0,01	0,00551	69,26	0,55	κάμψη+θλιψη	0,548686	62,34	0	62,34
3	K20	1,43	2521,13	0,00083	0,01	0,00813	74,23	0,56	κάμψη+θλιψη	0,556131	66,80	0	66,80
4	K21	1,33	2114,29	0,00083	0,01	0,00768	68,95	0,47	κάμψη+θλιψη	0,466388	62,05	0	62,05
5	K22	1,33	4293,13	0,00083	0,01	0,00768	104,24	0,95	κάμψη+θλιψη	0,947013	93,82	0	93,82
6	K23	1,43	4106,79	0,00083	0,01	0,00813	98,49	0,91	κάμψη+θλιψη	0,90591	88,64	0	88,64
7	K24	1,43	3759,29	0,00083	0,01	0,00813	93,17	0,83	κάμψη+θλιψη	0,829256	83,85	0	83,85
8	K25	1,33	4325,29	0,00083	0,01	0,00768	104,76	0,95	κάμψη+θλιψη	0,954108	94,29	0	94,29
9	K26	1,33	4887,54	0,00083	0,01	0,00768	113,87	1,08	κάμψη+θλιψη	1,078134	102,49	0	102,49
10	K27	1,43	4519,38	0,00083	0,01	0,00813	104,80	1,00	κάμψη+θλιψη	0,996921	94,32	0	94,32
11	K28	1,43	4361,21	0,00083	0,01	0,00813	102,38	0,96	κάμψη+θλιψη	0,962031	92,14	0	92,14
12	K29	1,33	4587,38	0,00083	0,01	0,00768	109,01	1,01	κάμψη+θλιψη	1,011921	98,11	0	98,11
13	K30	1,33	2971,61	0,00063	0,01	0,00776	62,18	0,66	κάμψη+θλιψη	0,655502	55,96	0	55,96
14	K31	1,13	2734,90	0,00063	0,00	0,00446	93,04	0,60	κάμψη+θλιψη	0,603287	83,73	0	83,73
15	K32	1,43	4181,88	0,00083	0,01	0,00813	99,64	0,92	κάμψη+θλιψη	0,922472	89,67	0	89,67
16	K33	1,33	4821,04	0,00083	0,01	0,00768	112,80	1,06	κάμψη+θλιψη	1,063465	101,52	0	101,52
17	K34	1,13	2109,23	0,00063	0,00	0,00446	79,80	0,47	κάμψη+θλιψη	0,465272	71,82	0	71,82
18	K35	1,33	3081,94	0,00063	0,01	0,00776	63,52	0,68	κάμψη+θλιψη	0,679841	57,17	0	57,17
19	K36	1,43	908,63	0,00094	0,01	0,00554	78,56	0,20	κάμψη+θλιψη	0,200432	54,99	0	54,99

Έχει αγνοηθεί η οποιαδήποτε επιρροή της ύπαρξης συνδετήρων. Έχουν ληφθεί υπόψη οι απαιτούμενες απομειώσεις ανάλογα με το μέγεθος της ανηγμένης αξονικής σύμφωνα με τις απαιτήσεις του σεισμικού συνδυασμού. Οι συντελεστές ασφαλείας είναι για στάθμη ικανοποιητική και έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

Για κάμψη κατά γ, περί τον χ, η διαφοροποίηση των αντοχών φαίνεται παρακάτω.

Υπολογισμός Αντοχής σε διάτμηση σύμφωνα με ΕΚΩΣ													
Υποστυλώματα Ισογείου-Κάμψη κατά Υ													
α/α		k	σ_{cp}	A_{sl}	$Asl/b/d$	ρ_l	V_{Rd1}	v_d	vd>-0,10	vd<-0,10	Vcd	Vwd	V_{Rd}
1	K18	1,23	2068,38	0,00063	0,01	0,00566	65,65	0,46	κάμψη+θλιψη	0,456259	59,08	0	59,08
2	K19	1,43	2487,38	0,00083	0,01	0,00813	73,71	0,55	κάμψη+θλιψη	0,548686	66,34	0	66,34
3	K20	1,03	2521,13	0,00063	0,01	0,00551	69,84	0,56	κάμψη+θλιψη	0,556131	62,86	0	62,86
4	K21	1,23	2114,29	0,00063	0,01	0,00566	66,41	0,47	κάμψη+θλιψη	0,466388	59,77	0	59,77
5	K22	1,23	4293,13	0,00063	0,01	0,00566	102,69	0,95	κάμψη+θλιψη	0,947013	92,42	0	92,42
6	K23	1,03	4106,79	0,00063	0,01	0,00551	96,96	0,91	κάμψη+θλιψη	0,90591	87,26	0	87,26
7	K24	1,03	3759,29	0,00063	0,01	0,00551	91,01	0,83	κάμψη+θλιψη	0,829256	81,91	0	81,91
8	K25	1,23	4325,29	0,00063	0,01	0,00566	103,23	0,95	κάμψη+θλιψη	0,954108	92,90	0	92,90
9	K26	1,23	4887,54	0,00063	0,01	0,00566	112,59	1,08	κάμψη+θλιψη	1,078134	101,33	0	101,33
10	K27	1,03	4519,38	0,00063	0,01	0,00551	104,01	1,00	κάμψη+θλιψη	0,996921	93,61	0	93,61
11	K28	1,03	4361,21	0,00063	0,01	0,00551	101,31	0,96	κάμψη+θλιψη	0,962031	91,18	0	91,18
12	K29	1,23	4587,38	0,00063	0,01	0,00566	107,59	1,01	κάμψη+θλιψη	1,011921	96,83	0	96,83
13	K30	1,33	2971,61	0,00063	0,01	0,00776	62,18	0,66	κάμψη+θλιψη	0,655502	55,96	0	55,96
14	K31	1,33	2734,90	0,00063	0,00	0,00465	95,27	0,60	κάμψη+θλιψη	0,603287	85,74	0	85,74
15	K32	1,03	4181,88	0,00063	0,01	0,00551	98,24	0,92	κάμψη+θλιψη	0,922472	88,42	0	88,42
16	K33	1,23	4821,04	0,00063	0,01	0,00566	111,48	1,06	κάμψη+θλιψη	1,063465	100,33	0	100,33
17	K34	1,33	2109,23	0,00063	0,00	0,00465	82,60	0,47	κάμψη+θλιψη	0,465272	74,34	0	74,34
18	K35	1,33	3081,94	0,00063	0,01	0,00776	63,52	0,68	κάμψη+θλιψη	0,679841	57,17	0	57,17
19	K36	1	908,63	0,00063	0,00	0,00324	67,78	0,20	κάμψη+θλιψη	0,200432	47,44	0	47,44

5.5.1.2. Υποστυλώματα Ορόφου

Υποστυλώματα Ισογείου-Κάμψη κατά Χ												
α/α		k	σ_{cp}	Asl	Asl/b/d	ρ_l	V _{Rd1}	v _d	vd<-0,10	V _{cd}	V _{wd}	V _{Rd}
1	K18	1,33	2068,38	0,00083	0,01	0,00768	68,20	0,46	0,456	61,38	0	61,38
2	K19	1,03	2487,38	0,00063	0,01	0,00551	69,26	0,55	0,549	62,34	0	62,34
3	K20	1,43	2521,13	0,00083	0,01	0,00813	74,23	0,56	0,556	66,80	0	66,80
4	K21	1,33	2114,29	0,00083	0,01	0,00768	68,95	0,47	0,466	62,05	0	62,05
5	K22	1,33	4293,13	0,00083	0,01	0,00768	104,24	0,95	0,947	93,82	0	93,82
6	K23	1,43	4106,79	0,00083	0,01	0,00813	98,49	0,91	0,906	88,64	0	88,64
7	K24	1,43	3759,29	0,00083	0,01	0,00813	93,17	0,83	0,829	83,85	0	83,85
8	K25	1,33	4325,29	0,00083	0,01	0,00768	104,76	0,95	0,954	94,29	0	94,29
9	K26	1,33	4887,54	0,00083	0,01	0,00768	113,87	1,08	1,078	102,49	0	102,49
10	K27	1,43	4519,38	0,00083	0,01	0,00813	104,80	1,00	0,997	94,32	0	94,32
11	K28	1,43	4361,21	0,00083	0,01	0,00813	102,38	0,96	0,962	92,14	0	92,14
12	K29	1,33	4587,38	0,00083	0,01	0,00768	109,01	1,01	1,012	98,11	0	98,11
13	K30	1,33	2971,61	0,00063	0,01	0,00776	62,18	0,66	0,656	55,96	0	55,96
14	K31	1,13	2734,90	0,00063	0,00	0,00446	93,04	0,60	0,603	83,73	0	83,73
15	K32	1,43	4181,88	0,00083	0,01	0,00813	99,64	0,92	0,922	89,67	0	89,67
16	K33	1,33	4821,04	0,00083	0,01	0,00768	112,80	1,06	1,063	101,52	0	101,52
17	K34	1,13	2109,23	0,00063	0,00	0,00446	79,80	0,47	0,465	71,82	0	71,82
18	K35	1,33	3081,94	0,00063	0,01	0,00776	63,52	0,68	0,68	57,17	0	57,17
19	K36	1,43	908,63	0,00094	0,01	0,00554	78,56	0,20	0,2	54,99	0	54,99

Υπολογισμός Αντοχής σε διάτμηση σύμφωνα με ΕΚΩΣ												
Υποστυλώματα Ισογείου-Κάμψη κατά Υ												
α/α		k	σ_{cp}	Asl	Asl/b/d	ρ_l	V _{Rd1}	v _d	vd<-0,10	V _{cd}	V _{wd}	V _{Rd}
1	K18	1,23	2068,38	0,00063	0,01	0,00566	65,65	0,46	0,4563	59,08	0	59,08
2	K19	1,43	2487,38	0,00083	0,01	0,00813	73,71	0,55	0,5487	66,34	0	66,34
3	K20	1,03	2521,13	0,00063	0,01	0,00551	69,84	0,56	0,5561	62,86	0	62,86
4	K21	1,23	2114,29	0,00063	0,01	0,00566	66,41	0,47	0,4664	59,77	0	59,77
5	K22	1,23	4293,13	0,00063	0,01	0,00566	102,69	0,95	0,947	92,42	0	92,42
6	K23	1,03	4106,79	0,00063	0,01	0,00551	96,96	0,91	0,9059	87,26	0	87,26
7	K24	1,03	3759,29	0,00063	0,01	0,00551	91,01	0,83	0,8293	81,91	0	81,91
8	K25	1,23	4325,29	0,00063	0,01	0,00566	103,23	0,95	0,9541	92,90	0	92,90
9	K26	1,23	4887,54	0,00063	0,01	0,00566	112,59	1,08	1,0781	101,33	0	101,33
10	K27	1,03	4519,38	0,00063	0,01	0,00551	104,01	1,00	0,9969	93,61	0	93,61
11	K28	1,03	4361,21	0,00063	0,01	0,00551	101,31	0,96	0,962	91,18	0	91,18
12	K29	1,23	4587,38	0,00063	0,01	0,00566	107,59	1,01	1,0119	96,83	0	96,83
13	K30	1,33	2971,61	0,00063	0,01	0,00776	62,18	0,66	0,6555	55,96	0	55,96
14	K31	1,33	2734,90	0,00063	0,00	0,00465	95,27	0,60	0,6033	85,74	0	85,74
15	K32	1,03	4181,88	0,00063	0,01	0,00551	98,24	0,92	0,9225	88,42	0	88,42
16	K33	1,23	4821,04	0,00063	0,01	0,00566	111,48	1,06	1,0635	100,33	0	100,33
17	K34	1,33	2109,23	0,00063	0,00	0,00465	82,60	0,47	0,4653	74,34	0	74,34
18	K35	1,33	3081,94	0,00063	0,01	0,00776	63,52	0,68	0,6798	57,17	0	57,17
19	K36	1	908,63	0,00063	0,00	0,00324	67,78	0,20	0,2004	47,44	0	47,44

5.5.1.3. Δοκοί Ισογείου

5.5.1.4. Δοκοί Ορόφου

5.5.2. Εύρεση Αντοχής σε τέμνουσα σύμφωνα με ΕΚ2

5.5.2.1. Υποστυλώματα Ισογείου

Για κάμψη περί τον γ

Υπολογισμός Αντοχής σε διάτμηση σύμφωνα με ΕΚ2										fck=	8,00	MPa			
Υποστυλώματα Ισογείου-Κάμψη κατά Χ										$\gamma_c=$	1,50	CRd,c=	0,12		
α/a		d(mm)	bw(mm)	1+sqrt(200/d)	k	ρ_l	Ned(N)	Ac(mm ²)	Ned/Ac	σ_{cp}	$CRd,cXkx(100\rho_lxfck)^{1/3}$	$v_{min}=0,035kx^3/2xfck^{1/2}$	1ος όρος	$k1*\sigma_{cp}$	VRd,c (KN)
1	K18	270	400	1,86	1,86	0,0077	248205	120000	2,07	0,91	0,408936275	0,25125	0,40894	0,136	58,85
2	K19	570	200	1,59	1,59	0,0055	298485	120000	2,49	0,91	0,313334205	0,19892	0,31333	0,136	51,22
3	K20	170	600	2,08	2,00	0,0081	302535	120000	2,52	0,91	0,448014888	0,28000	0,44801	0,136	59,57
4	K21	270	400	1,86	1,86	0,0077	253715	120000	2,11	0,91	0,408936275	0,25125	0,40894	0,136	58,85
5	K22	270	400	1,86	1,86	0,0077	515175	120000	4,29	0,91	0,408936275	0,25125	0,40894	0,136	58,85
6	K23	170	600	2,08	2,00	0,0081	492815	120000	4,11	0,91	0,448014888	0,28000	0,44801	0,136	59,57
7	K24	170	600	2,08	2,00	0,0081	451115	120000	3,76	0,91	0,448014888	0,28000	0,44801	0,136	59,57
8	K25	270	400	1,86	1,86	0,0077	519035	120000	4,33	0,91	0,408936275	0,25125	0,40894	0,136	58,85
9	K26	270	400	1,86	1,86	0,0077	586505	120000	4,89	0,91	0,408936275	0,25125	0,40894	0,136	58,85
10	K27	170	600	2,08	2,00	0,0081	542325	120000	4,52	0,91	0,448014888	0,28000	0,44801	0,136	59,57
11	K28	170	600	2,08	2,00	0,0081	523345	120000	4,36	0,91	0,448014888	0,28000	0,44801	0,136	59,57
12	K29	270	400	1,86	1,86	0,0077	550485	120000	4,59	0,91	0,408936275	0,25125	0,40894	0,136	58,85
13	K30	270	300	1,86	1,86	0,0078	267445	90000	2,97	0,91	0,410308555	0,25125	0,41031	0,136	44,25
14	K31	470	300	1,65	1,65	0,0045	410235	150000	2,73	0,91	0,30289663	0,21026	0,30290	0,136	61,88
15	K32	170	600	2,08	2,00	0,0081	501825	120000	4,18	0,91	0,448014888	0,28000	0,44801	0,136	59,57
16	K33	270	400	1,86	1,86	0,0077	578525	120000	4,82	0,91	0,408936275	0,25125	0,40894	0,136	58,85
17	K34	470	300	1,65	1,65	0,0045	316385	150000	2,11	0,91	0,30289663	0,21026	0,30290	0,136	61,88
18	K35	270	300	1,86	1,86	0,0078	277375	90000	3,08	0,91	0,410308555	0,25125	0,41031	0,136	44,25
19	K36	170	1000	2,08	2,00	0,0055	181725	200000	0,91	0,91	0,39431985	0,28000	0,39432	0,136	90,15

Για κάμψη περί τον χ

Υπολογισμός Αντοχής σε διάτμηση σύμφωνα με ΕΚ2										fck=	8,00	MPa			
Υποστυλώματα Ισογείου-Κάμψη κατά Χ										$\gamma_c=$	1,50	CRd,c=	0,12		
α/a		d(mm)	bw(mm)	1+sqrt(200/d)	k	ρ_l	Ned(N)	Ac(mm ²)	Ned/Ac	σ_{cp}	$CRd,cXkx(100\rho_lxfck)^{1/3}$	$v_{min}=0,035kx^3/2xfck^{1/2}$	1ος όρος	$k1*\sigma_{cp}$	VRd,c (KN)
1	K18	370,00	300	1,74	1,74	0,0057	248205	2,07	0,91	0,344495381	0,22628	0,34450	0,136	53,33	
2	K19	170,00	600	2,08	2,00	0,0081	298485	2,49	0,91	0,448014888	0,28000	0,44801	0,136	59,57	
3	K20	570,00	200	1,59	1,59	0,0055	302535	2,52	0,91	0,313334205	0,19892	0,31333	0,136	51,22	
4	K21	370,00	300	1,74	1,74	0,0057	253715	2,11	0,91	0,344495381	0,22628	0,34450	0,136	53,33	
5	K22	370,00	300	1,74	1,74	0,0057	515175	4,29	0,91	0,344495381	0,22628	0,34450	0,136	53,33	
6	K23	570,00	200	1,59	1,59	0,0055	492815	4,11	0,91	0,313334205	0,19892	0,31333	0,136	51,22	
7	K24	570,00	200	1,59	1,59	0,0055	451115	3,76	0,91	0,313334205	0,19892	0,31333	0,136	51,22	
8	K25	370,00	300	1,74	1,74	0,0057	519035	4,33	0,91	0,344495381	0,22628	0,34450	0,136	53,33	
9	K26	370,00	300	1,74	1,74	0,0057	586505	4,89	0,91	0,344495381	0,22628	0,34450	0,136	53,33	
10	K27	570,00	200	1,59	1,59	0,0055	542325	4,52	0,91	0,313334205	0,19892	0,31333	0,136	51,22	
11	K28	570,00	200	1,59	1,59	0,0055	523345	4,36	0,91	0,313334205	0,19892	0,31333	0,136	51,22	
12	K29	370,00	300	1,74	1,74	0,0057	550485	4,59	0,91	0,344495381	0,22628	0,34450	0,136	53,33	
13	K30	270,00	300	1,86	1,86	0,0078	267445	2,97	0,91	0,410308555	0,25125	0,41031	0,136	44,25	
14	K31	270,00	500	1,86	1,86	0,0047	410235	2,73	0,91	0,346067638	0,25125	0,34607	0,136	65,08	
15	K32	570,00	200	1,59	1,59	0,0055	501825	4,18	0,91	0,313334205	0,19892	0,31333	0,136	51,22	
16	K33	370,00	300	1,74	1,74	0,0057	578525	4,82	0,91	0,344495381	0,22628	0,34450	0,136	53,33	
17	K34	270,00	500	1,86	1,86	0,0047	316385	2,11	0,91	0,346067638	0,25125	0,34607	0,136	65,08	
18	K35	270,00	300	1,86	1,86	0,0078	277375	3,08	0,91	0,410308555	0,25125	0,41031	0,136	44,25	
19	K36	970,00	200	1,45	1,45	0,0032	181725	0,91	0,91	0,23965762	0,17358	0,23966	0,136	72,88	

5.5.2.2. Υποστυλώματα Ορόφου

Έχουν τις ίδιες αντοχές με αυτά του ισογείου.

5.5.2.3. Δοκοί Ισογείου & Ορόφου

		k	σcp	Asl	Asl/b/d	pl	VRd1	Vcd	Vwd	VRd	VRd
1	Δ1	1	0	0,0002	0,001812	0,000659	24,52781	7,36	0	7,36	7,358343
		1	0	0,0005	0,003625	0,006444	29,15609	8,75	0	8,75	
		1	0	0,0002	0,000659	0,00055	67,21187	20,16	0	20,16	
		1	0	0,0008	0,006444	0,003356	26,6854	8,01	0	8,01	
2	Δ2	1	0	0,0002	0,00055	0,001678	83,48965	25,05	0	25,05	7,91972
		1	0	0,0005	0,003356	0,001678	27,37365	8,21	0	8,21	
		1	0	0,0002	0,001678	0,00055	26,39907	7,92	0	7,92	
		1	0	0,0002	0,001678	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
3	Δ3	1	0	0,0002	0,00055	0,00055	80,51715	24,16	0	24,16	8,212096
		1	0	0,0005	0,003776	0,001678	27,37365	8,21	0	8,21	
		1	0	0,0002	0,00055	0,002288	85,09854	25,53	0	25,53	
		1	0	0,0002	0,001678	0,014902	38,80117	11,64	0	11,64	
4	Δ4	1	0	0,0006	0,002288	0,002288	56,82895	17,05	0	17,05	9,960771
		1	0	0,0019	0,014902	0,014902	35,92274	10,78	0	10,78	
		1	0	0,0006	0,002288	0,001628	55,66695	16,70	0	16,70	
		1	0	0,0019	0,014902	0,011502	33,20257	9,96	0	9,96	
5	Δ5	1	0	0,0006	0,001628	0,001517	77,96371	23,39	0	23,39	9,89692
		1	0	0,0014	0,011502	0,011502	32,98973	9,90	0	9,90	
		1	0	0,0006	0,001517	0,001517	83,67571	25,10	0	25,10	
		1	0	0,0014	0,011502	0,011756	33,19112	9,96	0	9,96	

6	Δ6	1	0	0,0006	0,001517	0,005067	93,1007	27,93	0	27,93	8,362338
		1	0	0,0015	0,011756	0,005067	27,87446	8,36	0	8,36	
		1	0	0,0006	0,005067	0,005067	27,87446	8,36	0	8,36	
		1	0	0,0006	0,005067	0,010134	31,90223	9,57	0	9,57	
7	Δ7	1	0	0,0006	0,005067	0,001628	25,14096	7,54	0	7,54	7,542288
		1	0	0,0013	0,010134	0,011502	32,98973	9,90	0	9,90	
		1	0	0,0006	0,001628	0,005067	86,74532	26,02	0	26,02	
		1	0	0,0014	0,011502	0,010134	31,90223	9,57	0	9,57	
8	Δ8	1	0	0,0006	0,005067	0,002303	25,67749	7,70	0	7,70	7,554154
		1	0	0,0013	0,010134	0,010134	31,90223	9,57	0	9,57	
		1	0	0,0006	0,002303	0,001678	55,39713	16,62	0	16,62	
		1	0	0,0013	0,010134	0,001678	25,18051	7,55	0	7,55	
9	Δ9	1	0	0,0002	0,001678	0,00055	26,39907	7,92	0	7,92	7,91972
		1	0	0,0002	0,001678	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
		1	0	0,0002	0,00055	0,001678	83,48965	25,05	0	25,05	
		1	0	0,0005	0,003776	0,001678	27,37365	8,21	0	8,21	
10	Δ10	1	0	0,0002	0,001678	0,00055	26,39907	7,92	0	7,92	7,91972
		1	0	0,0002	0,001678	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
		1	0	0,0002	0,00055	0,00055	80,51715	24,16	0	24,16	
		1	0	0,0005	0,003776	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	

11	Δ11	1	0	0,0002	0,00055	0,000535	80,47739	24,14	0	24,14	8,755846
		1	0	0,0005	0,003776	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
		1	0	0,0002	0,000535	0,000535	82,74659	24,82	0	24,82	
		1	0	0,0005	0,003776	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
12	Δ12	1	0	0,0002	0,000535	0,000524	82,71759	24,82	0	24,82	8,755846
		1	0	0,0005	0,003776	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
		1	0	0,0002	0,000524	0,000524	84,4057	25,32	0	25,32	
		1	0	0,0005	0,003776	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
13	Δ13	1	0	0,0002	0,000524	0,001678	87,5957	26,28	0	26,28	8,246952
		1	0	0,0005	0,003776	0,003776	29,18615	8,76	0	8,76	
		1	0	0,0002	0,001678	0,001812	27,48984	8,25	0	8,25	
		1	0	0,0005	0,003776	0,003625	29,05602	8,72	0	8,72	
14	Δ14	1	0	0,0002	0,001812	0,00074	24,59237	7,38	0	7,38	7,377712
		1	0	0,0005	0,003625	0,007653	30,12275	9,04	0	9,04	
		1	0	0,0002	0,00074	0,005035	68,66936	20,60	0	20,60	
		1	0	0,001	0,007653	0,003222	26,57831	7,97	0	7,97	
15	Δ15	1	0	0,0006	0,005035	0,005067	28,0543	8,42	0	8,42	7,314084
		1	0	0,0004	0,003222	0,003243	26,59494	7,98	0	7,98	
		1	0	0,0006	0,005067	0,000671	24,38028	7,31	0	7,31	
		1	0	0,0004	0,003243	0,006444	28,96919	8,69	0	8,69	
16	Δ16	1	0	0,0002	0,000671	0,000671	66,25145	19,88	0	19,88	7,490161
		1	0	0,0008	0,006444	0,001208	24,9672	7,49	0	7,49	
		1	0	0,0002	0,000671	0,002303	69,77652	20,93	0	20,93	
		1	0	0,0002	0,001208	0,015404	36,32396	10,90	0	10,90	
17	Δ17	1	0	0,0006	0,002303	0,005067	61,32381	18,40	0	18,40	8,362338
		1	0	0,0019	0,015404	0,010134	31,90223	9,57	0	9,57	
		1	0	0,0006	0,005067	0,005067	27,87446	8,36	0	8,36	
		1	0	0,0013	0,010134	0,005067	27,87446	8,36	0	8,36	
18	Δ18	1	0	0,0006	0,005067	0,001627	25,13971	7,54	0	7,54	7,541914
		1	0	0,0006	0,005067	0,011958	33,35223	10,01	0	10,01	
		1	0	0,0006	0,001627	0,001627	78,3102	23,49	0	23,49	
		1	0	0,0015	0,011958	0,011958	33,35223	10,01	0	10,01	
19	Δ19	1	0	0,0006	0,001627	0,001513	78,02766	23,41	0	23,41	10,22317
		1	0	0,0015	0,011958	0,01287	34,07723	10,22	0	10,22	
		1	0	0,0006	0,001513	0,001513	83,91417	25,17	0	25,17	
		1	0	0,0016	0,01287	0,01287	34,07723	10,22	0	10,22	
20	Δ20	1	0	0,0006	0,001513	0,001513	83,91417	25,17	0	25,17	10,11442
		1	0	0,0016	0,01287	0,012414	33,71473	10,11	0	10,11	
		1	0	0,0006	0,001513	0,001513	83,91417	25,17	0	25,17	
		1	0	0,0015	0,012414	0,012414	33,71473	10,11	0	10,11	
21	Δ21	1	0	0,0006	0,001513	0,005067	93,37944	28,01	0	28,01	7,330419
		1	0	0,0015	0,012414	0,005067	27,87446	8,36	0	8,36	
		1	0	0,0006	0,005067	0,00074	24,43473	7,33	0	7,33	
		1	0	0,0006	0,005067	0,007653	29,92966	8,98	0	8,98	
22	Δ22	1	0	0,0002	0,00074	0,001812	62,35381	18,71	0	18,71	7,200161
		1	0	0,001	0,007653	0,003625	26,90053	8,07	0	8,07	
		1	0	0,0002	0,001812	0	24,00054	7,20	0	7,20	
		1	0	0,0005	0,003625	0	24,00054	7,20	0	7,20	

5.5.3. Έλεγχος σε διάτμηση

5.5.3.1. Υποστυλώματα Ισογείου

α/α		ΔΡΩΝΤΑ		ΕΚΩΣ		ΕΚ2		ΔΕΙΚΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ			
		V2	V3	VRd,2	VRd,3	VRd,c,2 (KN)	VRd,c,3 (KN)	ΕΚΩΣ		ΕΚ2	
		KN	KN								
1	K18	258,39	110,52	61,38	59,08	58,85	53,33	4,21	1,87	4,39	2,07
2	K19	402,80	141,29	62,34	66,34	51,22	59,57	6,46	2,13	7,86	2,37
3	K20	433,08	37,13	66,80	62,86	59,57	51,22	6,48	0,59	7,27	0,72
4	K21	194,18	98,52	62,05	59,77	58,85	53,33	3,13	1,65	3,30	1,85
5	K22	60,36	151,14	93,82	92,42	58,85	53,33	0,64	1,64	1,03	2,83
6	K23	30,50	266,40	88,64	87,26	59,57	51,22	0,34	3,05	0,51	5,20
7	K24	57,34	227,75	83,85	81,91	59,57	51,22	0,68	2,78	0,96	4,45
8	K25	60,55	132,70	94,29	92,90	58,85	53,33	0,64	1,43	1,03	2,49
9	K26	56,04	138,64	102,49	101,33	58,85	53,33	0,55	1,37	0,95	2,60
10	K27	27,30	244,99	94,32	93,61	59,57	51,22	0,29	2,62	0,46	4,78
11	K28	54,82	239,82	92,14	91,18	59,57	51,22	0,59	2,63	0,92	4,68
12	K29	129,41	123,75	98,11	96,83	58,85	53,33	1,32	1,28	2,20	2,32
13	K30	337,00	56,10	55,96	55,96	44,25	44,25	6,02	1,00	7,62	1,27
14	K31	364,13	81,73	83,73	85,74	61,88	65,08	4,35	0,95	5,88	1,26
15	K32	55,31	228,77	89,67	88,42	59,57	51,22	0,62	2,59	0,93	4,47
16	K33	75,80	150,41	101,52	100,33	58,85	53,33	0,75	1,50	1,29	2,82
17	K34	468,32	74,37	71,82	74,34	61,88	65,08	6,52	1,00	7,57	1,14
18	K35	429,33	49,12	57,17	57,17	44,25	44,25	7,51	0,86	9,70	1,11
19	K36	126,51	352,08	54,99	47,44	90,15	72,88	2,30	7,42	1,40	4,83

5.5.3.2. Υποστυλώματα Ορόφου

α/α		ΔΡΩΝΤΑ		ΕΚΩΣ		ΕΚ2		ΔΕΙΚΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ			
		V2	V3	VRd,2	VRd,3	VRd,c,2 (KN)	VRd,c,3 (KN)	ΕΚΩΣ		ΕΚ2	
		KN	KN								
1	K18	254,70	80,11	61,38	59,08	58,85	53,33	4,15	1,36	4,33	1,50
2	K19	344,64	95,52	62,34	66,34	51,22	59,57	5,53	1,44	6,73	1,60
3	K20	345,02	37,13	66,80	62,86	59,57	51,22	5,16	0,59	5,79	0,72
4	K21	194,18	98,52	62,05	59,77	58,85	53,33	3,13	1,65	3,30	1,85
5	K22	157,59	151,14	93,82	92,42	58,85	53,33	1,68	1,64	2,68	2,83
6	K23	30,50	266,40	88,64	87,26	59,57	51,22	0,34	3,05	0,51	5,20
7	K24	15,90	114,80	83,85	81,91	59,57	51,22	0,19	1,40	0,27	2,24
8	K25	6,60	194,89	94,29	92,90	58,85	53,33	0,07	2,10	0,11	3,65
9	K26	14,38	156,81	102,49	101,33	58,85	53,33	0,14	1,55	0,24	2,94
10	K27	15,76	97,75	94,32	93,61	59,57	51,22	0,17	1,04	0,26	1,91
11	K28	13,62	165,78	92,14	91,18	59,57	51,22	0,15	1,82	0,23	3,24
12	K29	15,00	168,78	98,11	96,83	58,85	53,33	0,15	1,74	0,25	3,16
13	K30	128,90	87,33	55,96	55,96	44,25	44,25	2,30	1,56	2,91	1,97
14	K31	215,92	56,39	83,73	85,74	61,88	65,08	2,58	0,66	3,49	0,87
15	K32	231,68	76,14	89,67	88,42	59,57	51,22	2,58	0,86	3,89	1,49
16	K33	13,45	154,56	101,52	100,33	58,85	53,33	0,13	1,54	0,23	2,90
17	K34	356,20	67,49	71,82	74,34	61,88	65,08	4,96	0,91	5,76	1,04
18	K35	354,67	50,65	57,17	57,17	44,25	44,25	6,20	0,89	8,02	1,14
19	K36	127,24	124,02	54,99	47,44	90,15	72,88	2,31	2,61	1,41	1,70

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:

ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

6.1 Ιδιομορφική

Παρατηρείται μικρή αύξηση στις ιδιοπεριόδους του φορέα λόγω της μεγαλύτερης ευκαμψίας που προσδίδει το μοντέλο ελατηρίων Winkler.

Για να ικανοποιηθεί το κριτήριο του ευρωκώδικα που ορίζει ως σημαντικές ιδιομορφές αυτές που διεγείρουν τουλάχιστον το 90% της μάζας απαιτούνται 50 ιδιομορφές. Ωστόσο, παρατηρούμε ότι οι πρώτες τέσσερις ιδιομορφές διεγείρουν πάνω από το 80% της συνολικής μάζας. Συγκεκριμένα, κατά την χ διεύθυνση ενεργοποιείται το 88% της μάζας, κατά την Υ το 85%, ενώ περί τον Ζ το 84% αυτής.

Επίσης πρέπει να τονίσουμε ότι τώρα η 2^η ιδιομορφή δεν είναι στεπτική αλλά καμπτική κατά Υ.

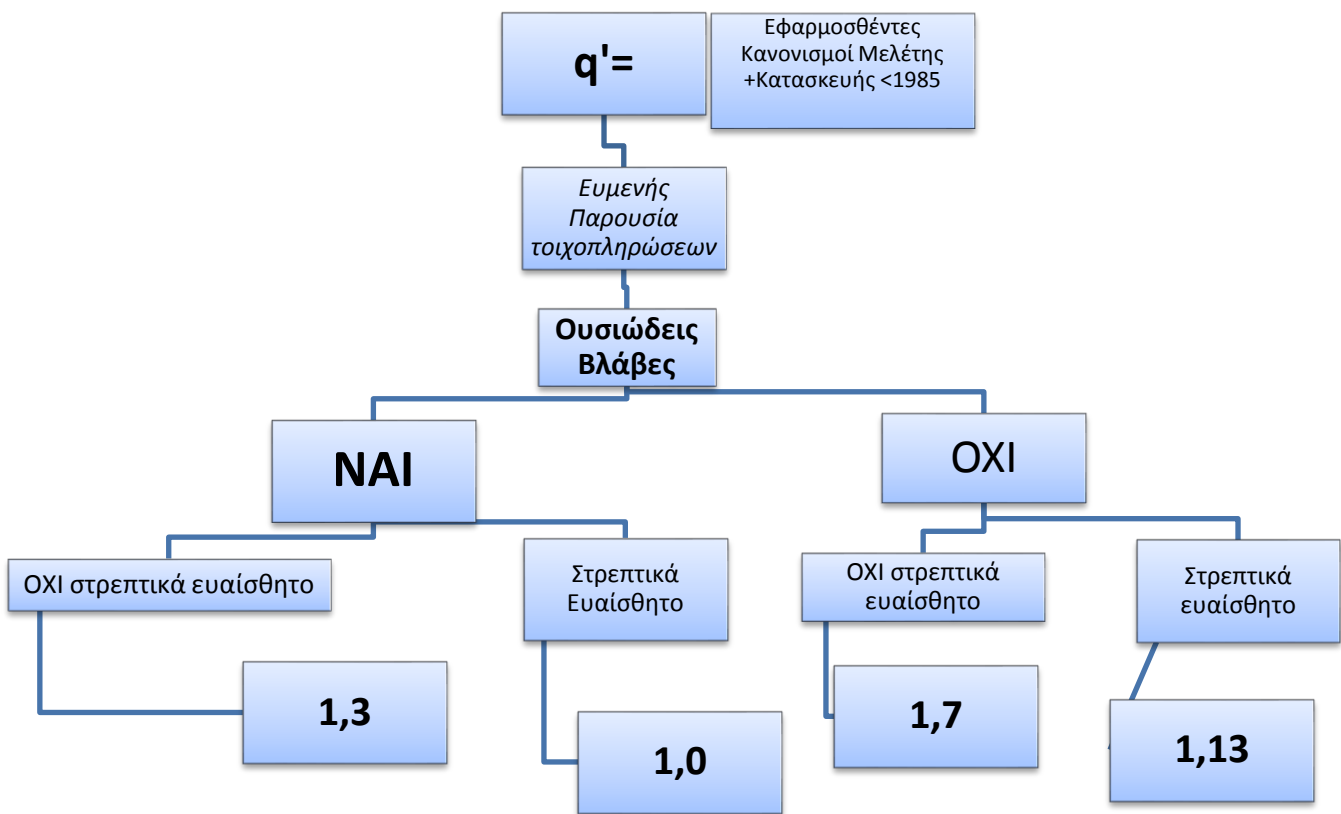
StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1		0,77	81,90%	0,14%	32,94%	81,90%	0,14%	32,94%
Mode 2		0,53	0,11%	78,99%	36,24%	82,00%	79,14%	69,17%
Mode 3		0,50	0,04%	6,18%	12,70%	82,04%	85,32%	81,87%
Mode 4		0,22	5,66%	0,00%	2,17%	87,70%	85,32%	84,04%
Mode 5		0,15	0,01%	0,11%	1,68%	87,71%	85,43%	85,72%
Mode 6		0,14	0,00%	0,00%	0,00%	87,71%	85,43%	85,72%
Mode 7		0,14	0,00%	1,83%	0,25%	87,71%	87,26%	85,97%
Mode 8		0,13	0,00%	0,60%	0,06%	87,71%	87,86%	86,02%
Mode 9		0,12	0,00%	0,00%	0,00%	87,72%	87,86%	86,03%
Mode 10		0,11	0,00%	0,05%	0,01%	87,72%	87,90%	86,04%
Mode 11		0,11	0,00%	0,00%	0,00%	87,72%	87,90%	86,04%
Mode 12		0,10	0,00%	0,00%	0,00%	87,72%	87,91%	86,04%
Mode 13		0,10	0,00%	0,01%	0,00%	87,72%	87,91%	86,04%
Mode 14		0,09	0,00%	0,00%	0,00%	87,72%	87,91%	86,04%
Mode 15		0,09	0,00%	0,00%	0,00%	87,72%	87,91%	86,04%
Mode 16		0,09	0,08%	0,00%	0,04%	87,80%	87,91%	86,09%
Mode 17		0,09	0,23%	0,00%	0,07%	88,03%	87,91%	86,16%
Mode 18		0,09	0,00%	0,00%	0,01%	88,03%	87,91%	86,17%
Mode 19		0,09	0,00%	0,00%	0,00%	88,03%	87,91%	86,17%
Mode 20		0,08	0,00%	0,00%	0,00%	88,03%	87,91%	86,17%
Mode 21		0,08	0,00%	0,00%	0,00%	88,03%	87,92%	86,17%

Mode 22	0,08	0,00%	0,00%	0,00%	88,04%	87,92%	86,17%
Mode 23	0,08	0,00%	0,00%	0,00%	88,04%	87,92%	86,18%
Mode 24	0,08	0,00%	0,00%	0,00%	88,04%	87,92%	86,18%
Mode 25	0,07	0,00%	0,00%	0,00%	88,04%	87,92%	86,18%
Mode 26	0,07	1,44%	0,00%	0,63%	89,48%	87,92%	86,81%
Mode 27	0,07	0,12%	0,00%	0,05%	89,60%	87,93%	86,86%
Mode 28	0,06	0,30%	0,60%	0,71%	89,90%	88,52%	87,57%
Mode 29	0,06	0,99%	0,15%	0,06%	90,89%	88,68%	87,62%
Mode 30	0,06	0,01%	0,01%	0,00%	90,90%	88,68%	87,63%
Mode 31	0,06	0,00%	0,04%	0,01%	90,90%	88,72%	87,64%
Mode 32	0,06	0,00%	0,01%	0,01%	90,90%	88,74%	87,64%
Mode 33	0,06	0,00%	0,00%	0,15%	90,90%	88,74%	87,80%
Mode 34	0,06	0,00%	0,00%	0,00%	90,90%	88,74%	87,80%
Mode 35	0,06	0,00%	0,00%	0,00%	90,90%	88,74%	87,80%
Mode 36	0,06	0,00%	0,01%	0,05%	90,91%	88,75%	87,85%
Mode 37	0,06	0,00%	0,53%	0,22%	90,91%	89,28%	88,07%
Mode 38	0,05	0,04%	0,00%	0,04%	90,95%	89,28%	88,11%
Mode 39	0,05	0,00%	0,00%	0,01%	90,95%	89,28%	88,12%
Mode 40	0,05	0,15%	0,00%	0,04%	91,10%	89,29%	88,16%
Mode 41	0,05	0,00%	0,01%	0,00%	91,10%	89,30%	88,16%
Mode 42	0,05	0,00%	0,00%	0,02%	91,10%	89,30%	88,18%
Mode 43	0,05	0,02%	0,36%	0,00%	91,12%	89,66%	88,18%
Mode 44	0,05	0,00%	0,11%	0,00%	91,12%	89,77%	88,19%
Mode 45	0,05	0,00%	0,00%	0,01%	91,12%	89,77%	88,19%
Mode 46	0,05	0,01%	0,03%	0,00%	91,13%	89,80%	88,19%
Mode 47	0,05	0,03%	0,00%	0,03%	91,16%	89,80%	88,22%
Mode 48	0,05	0,02%	0,00%	0,03%	91,18%	89,80%	88,25%
Mode 49	0,04	0,00%	0,23%	0,01%	91,18%	90,04%	88,26%
Mode 50	0,04	0,00%	0,05%	0,01%	91,18%	90,09%	88,27%

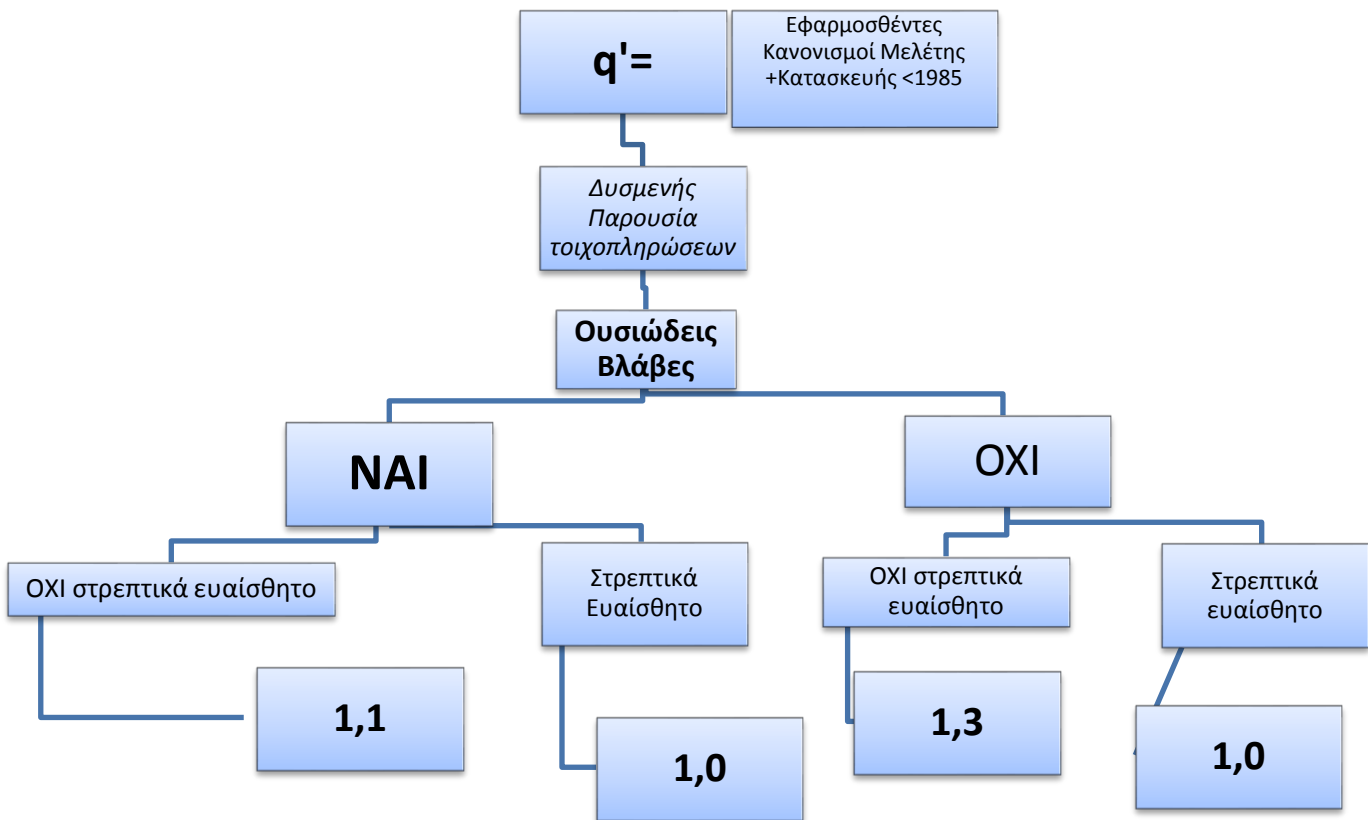
6.2. Συντελεστής συμπεριφοράς q

Για το μοντέλο με την θεμελίωση προκύπτει $q=1,3$ αυξημένο σε σχέση με τον πακτωμένο φορέα διότι δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο.

Σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 8, EN 1998-1:2004(E), ο συντελεστής συμπεριφοράς δεν επιτρέπεται να ληφθεί μεγαλύτερος από 1,5 στην περίπτωση μελέτης φορέων χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας, όπως είναι ο εξεταζόμενος που έχει σχεδιαστεί χωρίς οποιαδήποτε απαίτηση σε υστερητική απόδοση ενέργειας. Η τιμή $q=1,5$ θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει υπεραντοχές.



Διαγραμμα Εκτίμησης q σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ για ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων



Διαγραμμα Εκτίμησης q σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ για δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων

6.3. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση

Παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις της κατασκευής που υπολογίστηκαν με το ελαστικό φάσμα του ΕΚ8 κατά της δύο διευθύνσεις .

$S_d(T_{1X})$	=	6,84	m/s^2
$S_d(T_{1Y})$	=	9,98	m/s^2
$M_{ολ}$	=	1078,9	kNs^2/m

Υπολογισμός τέμνουσας βάσης και κατανομή της στα διαφράγματα.

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ					
	Τέμνουσα βάσης		F_{bx}	=	7380
1ος τρόπος					k N
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i m	m_i (ton)	$z_i * m_i$	F_i	
1	3,25	393,42	1278,6	2431	
2	6,3	413,19	2603,1	4949	
			3881,7	7380	
2ος τρόπος					
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	m_i (ton)	s_i (m)	$s_i * m_i$	F_i
1	3,25m	393,42	0,0246	9,67	2691
2	6,30m	413,19	0,0408	16,85	4689
		806,61		26,52	7380

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ					
	F_{by}	=	10773	k N	
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i m	m_i (ton)	$z_i * m_i$	F_i	
1	3,25	393,4	1279	3548	
2	6,3	413,2	2603	7224	
			3882	10773	
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	m_i (ton)	s_i (m)	$s_i * m_i$	F_i
1	3,25m	393,4	0,026	10,37	4211
2	6,30m	413,2	0,036	15	6093
		806,6		25,37	10304

Αποτελέσματα δεικτών ανεπάρκειας

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)					
ΜΕ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ					
ΠΡΟΚΑΤΑΚΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ					
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ υποστυλωμάτων					
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΓΕΙΟ
1	K22	30 x 40	1,37	0,76	1,08
2	K23	20 x 60	1,23	0,99	1,16
3	K24	20 x 60	1,27	1,07	1,21
4	K25	30 x 40	1,62	0,78	1,01
5	K26	30 x 40	1,49	0,71	0,98
6	K27	20 x 60	1,34	1,12	1,30
7	K28	20 x 60	1,39	0,92	1,37
8	K29	30 x 40	1,52	0,72	0,97
9	K30	30 x 30	4,04	1,15	1,64
10	K31	50 x 30	0,97	1,40	3,70
11	K32	20 x 60	1,31	0,99	1,36
12	K33	30 x 40	1,46	0,77	1,08
13	K34	50 x 30	5,16	1,17	3,63
14	K35	30 x 30	3,71	1,10	1,56
15	K36	20 x 100	2,74	1,10	1,39
16	K18	30 x 40	3,01	0,84	1,81
17	K19	60 x 20	4,04	0,87	2,39
18	K20	20 x 60	3,64	0,75	2,65
19	K21	30 x 40	2,75	0,93	1,37

6.4. Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Ομοίως πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις και με τυχηματική εκκεντρότητα και χωρίς.

Οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις λήφθηκαν υπόψη με βάση το EN1998-1:2004.

Τυχηματική Εκκεντρότητα

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i$$

Χωρικό προσομοίωμα

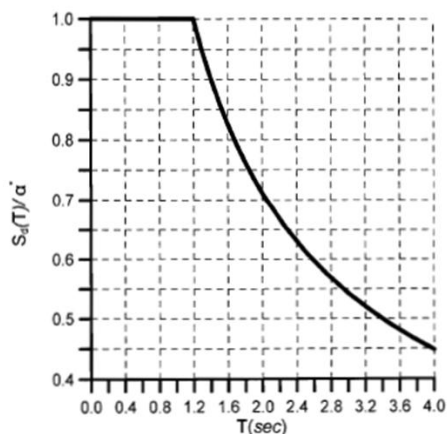
Ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i :

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i$$

Κατά Χ	
e_{ai}	M_{ai} (kNm)
0,797	2144,63
0,797	3736,90

Κατα Υ	
e_{ai}	M_{ai} (kNm)
0,745	3137,20
0,745	4539,01

Φάσμα σεισμού '59

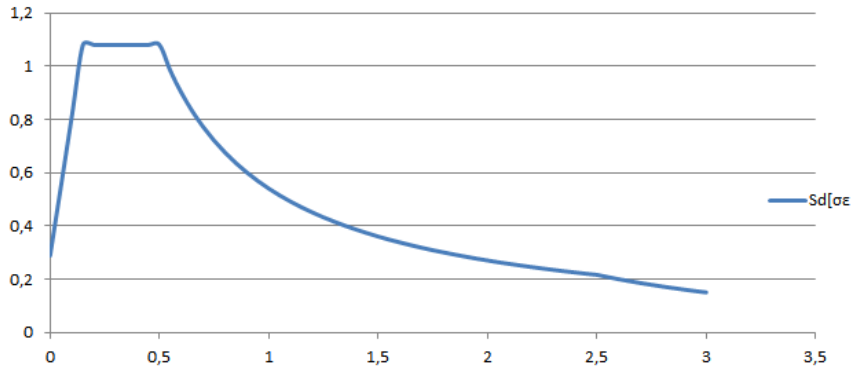


$$S_d(T) = \begin{cases} a^*, & 0 \leq T \leq 1.2 \text{sec} \\ a^* \left(\frac{1.2}{T} \right)^k, & T > 1.2 \text{sec} \end{cases}$$

όπου $k = 2/3$

Φάσμα ΕΚ8

Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8
Sd[σε g] q=1,3



Οι συνδυασμοί που εφαρμόστηκαν είναι οι εξής 8:

1. $G+0.3Q+EX+0.3EY+M_Z^{FX}$
2. $G+0.3Q+EX+0.3EY+M_Z^{FY}$
3. $G+0.3Q+EX+0.3EY-M_Z^{FX}$
4. $G+0.3Q+EY+0.3EX-M_Z^{FY}$
5. $G+0.3Q+EY+0.3EX+M_Z^{FX}$
6. $G+0.3Q+EY+0.3EX+M_Z^{FY}$
7. $G+0.3Q+EY+0.3EX-M_Z^{FX}$
8. $G+0.3Q+EY+0.3EX-M_Z^{FY}$

Παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπτικοί δείκτες ανεπάρκειας όπως προέκυψαν από το SAP και τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

Δεν παρατίθενται τα αποτελέσματα για τις δοκούς, διότι δεν εμφανίζουν πρόβλημα καμπτικής ανεπάρκειας.

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)					
ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β					
ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ $q=1,3$					
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ-Υποστυλώματα					
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΓΕΙΟ
1	K22	30 x 40	1,33	0,93	1,45
2	K23	20 x 60	1,23	1,27	1,16
3	K24	20 x 60	1,27	1,26	1,20
4	K25	30 x 40	1,22	1,1	1,68
5	K26	30 x 40	1,15	0,87	1,42
6	K27	20 x 60	1,34	1,32	1,30
7	K28	20 x 60	1,38	1,37	1,37
8	K29	30 x 40	1,18	1,1	1,69
9	K30	30 x 30	3,98	2,73	1,91
10	K31	50 x 30	0,97	2,23	3,08
11	K32	20 x 60	1,31	1,29	1,27
12	K33	30 x 40	1,33	1,1	1,74
13	K34	50 x 30	4,31	3,1	3,12
14	K35	30 x 30	3,79	2,68	1,83
15	K36	20 x 100	2,11	1,3	1,05
16	K18	30 x 40	2,88	1,72	1,73
17	K19	60 x 20	3,75	2,91	2,28
18	K20	20 x 60	3,32	2,27	2,34
19	K21	30 x 40	3,09	1,94	1,89

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Δ.Φ.Α. '59

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)					
ΦΑΣΜΑ ΕΚ8					
ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ $q=1,3$					
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ					
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΓΕΙΟ
1	K22	30 x 40	3,68	1,66	2,26
2	K23	20 x 60	1,23	1,76	1,16
3	K24	20 x 60	1,27	1,61	1,21
4	K25	30 x 40	3,49	1,62	2,16
5	K26	30 x 40	3,16	1,41	2,04
6	K27	20 x 60	1,33	1,84	1,30
7	K28	20 x 60	1,38	1,77	1,37
8	K29	30 x 40	3,38	1,53	2,18
9	K30	30 x 30	9,3	6,4	4,49
10	K31	50 x 30	0,972	5,34	7,20
11	K32	20 x 60	1,31	1,67	1,26
12	K33	30 x 40	3,74	1,78	2,39
13	K34	50 x 30	10,24	7,37	7,37
14	K35	30 x 30	8,93	6,3	4,33
15	K36	20 x 100	5,21	3,22	2,70
16	K18	30 x 40	6,8	4,04	4,11
17	K19	60 x 20	8,86	6,85	5,38
18	K20	20 x 60	7,81	5,36	5,51
19	K21	30 x 40	7,3	4,56	4,48

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ Δ.Φ.Α. ΕΚ8

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7:

ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

7.1 Προσομοίωση μοντέλου για ανελαστικές αναλύσεις

Κατά την εφαρμογή της pushover έχω την δυνατότητα να υπολογίσω με ακρίβεια την πραγματική δυσκαμψία του στοιχείου (ενεργός δυσκαμψία),όπως αναλύεται στο κεφ.7 του Κανονισμού Επεμβάσεων.

Επομένως,όπως ορίζεται και στην παρ 4.4.1.4. του ΚΑΝ.ΕΠΕ,η δυσκαμψία θα εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου,με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών (χωρίς συντελεστές γm).Γενικώς,θα χρησιμοποιείται η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή του δομικού στοιχείου,η οποία εκτιμάται κατά τα αναφερόμενα στο κεφ.7 του κανονισμού.

Παρατηρούμε ότι οι δυσκαμψίες των υποστυλωμάτων έχουν απομειωθεί τουλάχιστον κατά 70% σε σχέση με την αρηγμάτωση διατομή.Δηλαδή, ενώ για τις ελαστικές αναλύσεις μας αρκούσε η προσέγγιση για υποστυλώματα $(0,6-0,8)EI_g$, τώρα στην ανελαστική ανάλυση θα έχω $(0,2-0,3)EI_g$.Για τα δοκάρια η αντίστοιχη απομείωση κυμαίνεται από $(0,14-0,60) EI_g$, ενώ στις ελαστικές αναλύσεις είχα αποδεχτεί συντελεστή απομείωσης 0,4.

Στην περίπτωση των δοκών παρατηρώ ότι η ενεργός δυσκαμψία διαφοροποιείται στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου,αλλά και στην ίδια τη διατομή ανάλογα με την φορά του σεισμού.Στο προσομοίωμα θα θεωρήσουμε ενιαίο συντελεστή απομείωσης της δυσκαμψίας της διατομής του στοιχείου ίσο με το μέσο όρο των επιμέρους συντελεστών,όπως ορίζεται και στην διάταξη 7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Συγκεκριμένα,η παράγραφος 7.2.3. ορίζει για την ενεργό δυσκαμψία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος τα εξής:

- Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = \frac{M_y * L_s}{3 * \theta_y}$$

Όπου

- M_y : η τιμή της ροπής στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου
- θ_y : η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή της ακραίας διατομής
- L_s : διατμητικό μήκος

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας κατά την Εξ. (2) μέσω των M_y , θ_y μπορεί να βασίζεται σε σταθερή τιμή του L_s , ως εξής:

– Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το L_s πορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.

- Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το Ls μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.
- Σε υποστυλώματα, το Ls μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους έσα στο υπόψη κατακόρυφο επίπεδο κάμψης όπως αυτό ορίζεται, π.χ., από το κάτω πέλμα υπερκείμενης δοκού μέχρι το άνω πέλμα της υποκείμενης δοκού, ή την ποδιά τοιχοποιίας ή τοιχώματος στο επίπεδο αυτό σε επαφή με μέρος του ύψους του υποστυλώματος (κοντό υποστυλώμα).
- Στα τοιχώματα, το Ls μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.

- Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την Εξ.(2) στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου.
- Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την Εξ.(2) για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

7.2 Εφαρμογή PUSHOVER στο SAP2000 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Οι αναλύσεις Pushover πραγματοποιήθηκαν αποκλειστικά στο πακτωμένο μοντέλο.

7.2.1 Εισαγωγή διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης των υποστυλωμάτων στο SAP:

Κανονικά, θα έπρεπε να προσδιορίσω και ύστερα να εισάγω στο πρόγραμμα, διάγραμμα αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης υπό μεταβαλλόμενη αξονική, P-M2-M3.

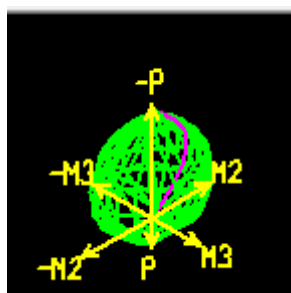
Απλοποιητικά θεωρώ ότι κατά μήκος του υποστυλώματος η αξονική διατηρείται σταθερή, ώστε να υπολογίσω διαξονικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης M2-M3.

Η άνω παραδοχή είναι αποδεκτή καθώς στην πράξη η μεταβολή των αξονικών είναι σχετικά μικρή και σίγουρα δεν θα επηρεάσει την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.

Άλλωστε, η θεώρηση αυτή με διευκολύνει, αφού μπορούμε να ελέγξουμε καλύτερα τα δεδομένα χωρίς να αυξάνεται η πολυπλοκότητα του προβλήματος. Επίσης, με τον τρόπο αυτό υποδιπλασιάζω τις απαιτούμενες πλαστικές αρθρώσεις που θα πρέπει να ορίσω στο πρόγραμμα, καθώς άνω και κάτω πλαστική άρθρωση σε κάθε υποστυλώμα θα είναι κοινή και επιτυγχάνω ομαδοποίηση των πλαστικών αρθρώσεων. Επιπλέον, απλοποιώ το μοντέλο προσομοίωσης για την pushover και μειώνω το κόστος του υπολογιστικού φόρτου, της χειροκίνητης εισαγωγής των δεδομένων και της καθυστέρησης στην εξαγωγή αποτελεσμάτων.

Η σταθερή αξονική του υποστυλώματος αντιστοιχεί στην μέση αξονική του άνω και κάτω άκρου του ραβδωτού στοιχείου υπό τον συνδυασμό $G+0.3Q$, που υπολογίστηκε, μετά την εξαγωγή των αποτελεσμάτων του sap, σε excel. Παρακάτω παρατίθεται ο πίνακας με την κατανομή των αξονικών και των μέσων αξονικών των υποστυλωμάτων υπό $G+0.3Q$.

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ (ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ)								
ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (ΚΝ)								
α/α	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ			Α ΟΡΟΦΟΣ			
		κάτω	άνω	Μέση	κάτω	άνω	Μέση	
1	K18	30 x 40	253,08	243,33	248,205	141,1	131,95	136,525
2	K19	60 x 20	303,36	293,61	298,485	138,26	129,11	133,685
3	K20	20 x 60	307,41	297,66	302,535	139,9	130,75	135,325
4	K21	30 x 40	258,59	248,84	253,715	142,6	133,45	138,025
5	K22	30 x 40	520,05	510,3	515,175	306,98	297,83	302,405
6	K23	20 x 60	497,69	487,94	492,815	228,63	219,48	224,055
7	K24	20 x 60	455,99	446,24	451,115	209,21	200,06	204,635
8	K25	30 x 40	523,91	514,16	519,035	310,08	300,93	305,505
9	K26	30 x 40	591,38	581,63	586,505	341,75	332,6	337,175
10	K27	20 x 60	547,2	537,45	542,325	251,98	242,83	247,405
11	K28	20 x 60	528,22	518,47	523,345	242,38	233,23	237,805
12	K29	30 x 40	555,36	545,61	550,485	316,56	307,41	311,985
13	K30	30 x 30	271,1	263,79	267,445	147,81	140,95	144,38
14	K31	50 x 30	416,33	404,14	410,235	184,15	172,71	178,43
15	K32	20 x 60	506,7	496,95	501,825	232,96	223,81	228,385
16	K33	30 x 40	582,9	574,15	578,525	338,45	329,3	333,875
17	K34	50 x 30	322,48	310,29	316,385	144,66	133,22	138,94
18	K35	30 x 30	281,03	273,72	277,375	153,09	146,23	149,66
19	K36	20 x 100	189,85	173,6	181,725	83,26	68,01	75,635

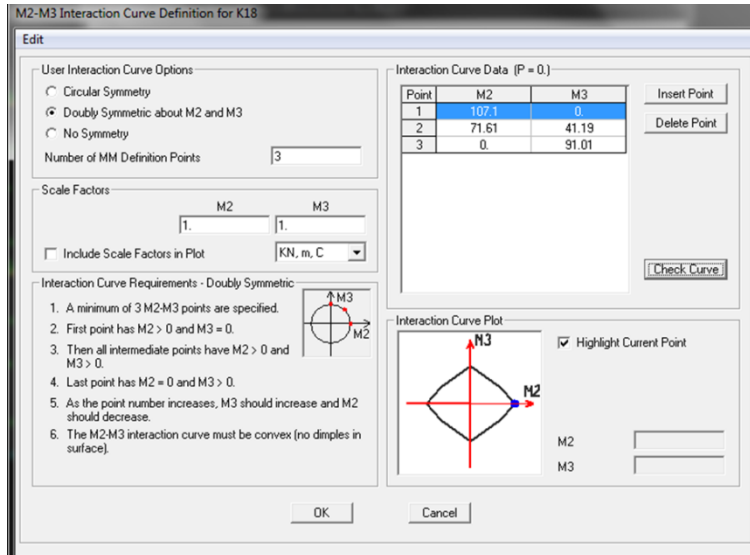


Το SAP δημιουργεί τα 3D διαγράμματα αλληλεπίδρασης των υποστυλωμάτων, αφού έχει ως δεδομένα τη γεωμετρία της διατομής και την υλοποίηση του οπλισμού της και τα υλικά.

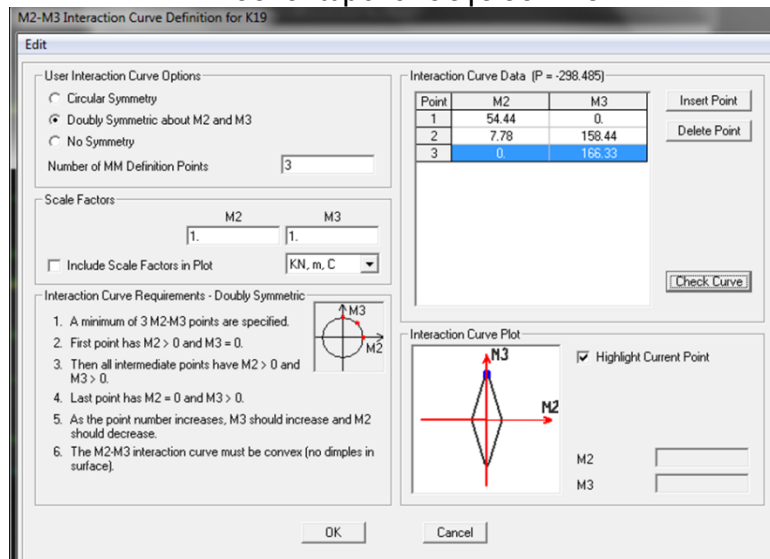
Το πρόβλημα είναι ότι δεν μπορούμε να τα αξιοποιήσουμε διότι έχουν κατασκευαστεί με συντελεστές ασφαλείας κατά EC2 και όχι σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τα υφιστάμενα.

Για τον σχεδιασμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης έγινε χρήση του προγράμματος *mybiaxial*. Λόγω της συμμετρίας του οπλισμού, στα υποστυλώματα τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης είναι διπλής συμμετρίας.

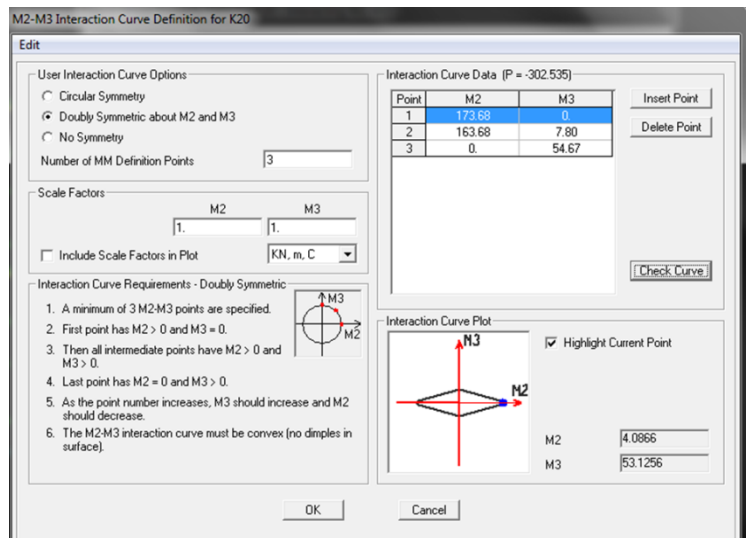
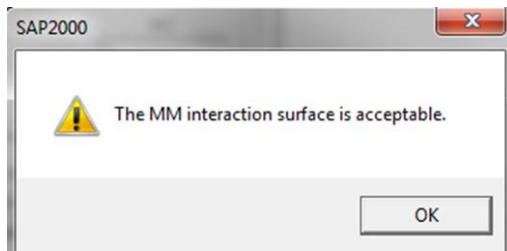
Παρατίθεται ο τρόπος εισαγωγής των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης στο πρόγραμμα.



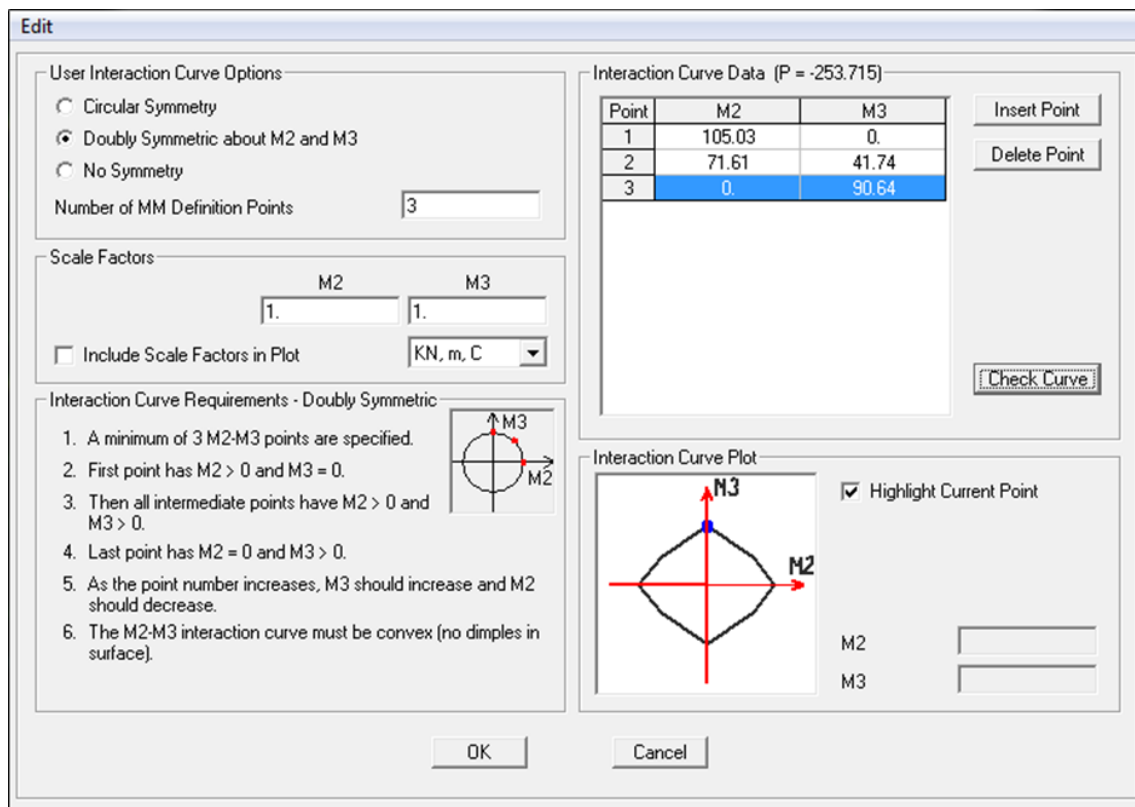
Υποστυλώματα ισογείου K18



Ισόγειο K19



Ισόγειο K20



Ισόγειο K21

7.2.2 Πλαστικές αρθρώσεις στα δοκάρια

Οι πιθανές θέσεις ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων σε μία δοκό είναι τρεις, στα δύο άκρα και στη μέση.

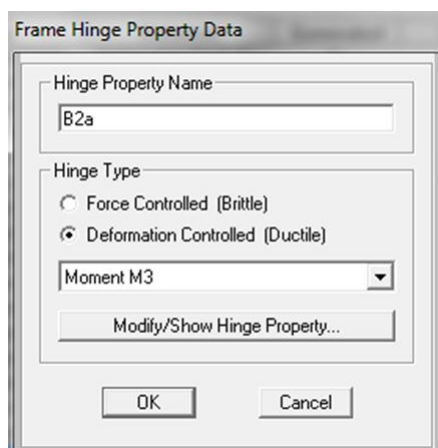
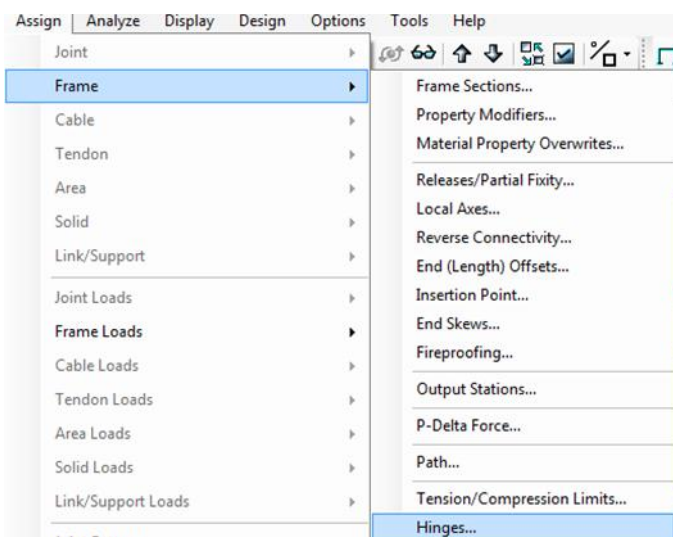
Στο SAP θα προσομοιάσουμε μόνο τη συμπεριφορά των δύο πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα του δοκαριού.

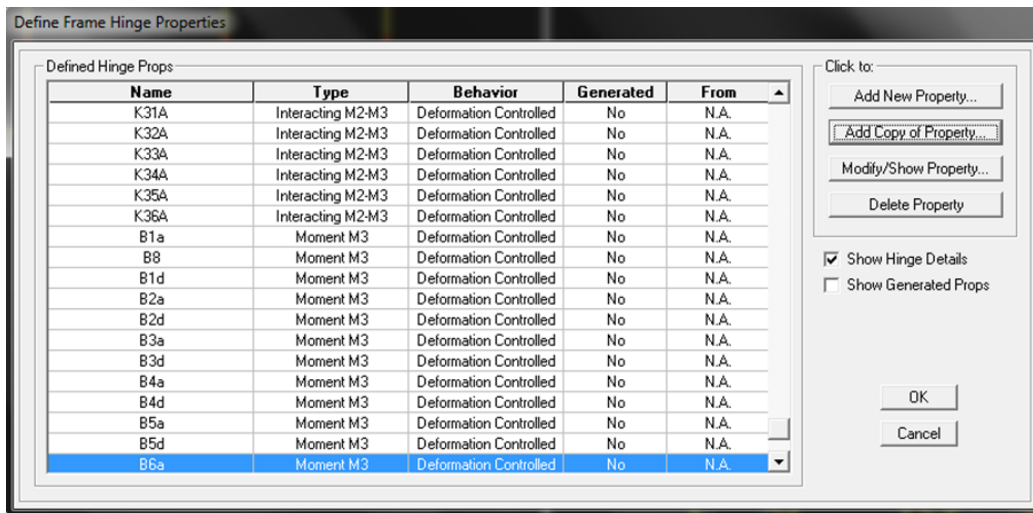
Προφανώς, το σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς της εκάστοτε πλαστικής άρθρωσης είναι μη συμμετρικό, αφού πρόκειται για πλακοδοκούς με όπλιση μη συμμετρική.

Εφόσον, τα δοκάρια είναι πανομοιότυπα στους ορόφους, είναι δεδομένο ότι και τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων δεν θα διαφοροποιηθούν στον α όροφο από το ισόγειο.

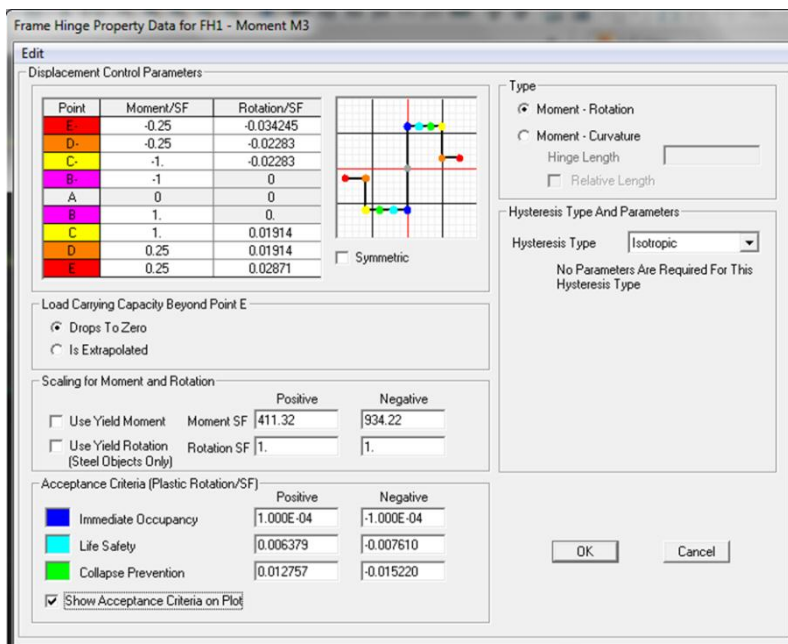
Παρατηρώ ότι σε κάθε διεύθυνση τα δοκάρια κάμπτονται περί τον τοπικό άξονα 3, άρα η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης καθορίζεται από την κάμψη της πλακοδοκού, M3.

Κατά την εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα, παρατηρώ ότι το SAP τελικά κρατάει ακρίβεια τεσσάρων σημαντικών ψηφίων, οπότε δεν έχει νόημα να πληκτρολογήσω 7 ή 8 δεκαδικά ψηφία και αποφασίζω να βάζω 5 δεκαδικά.





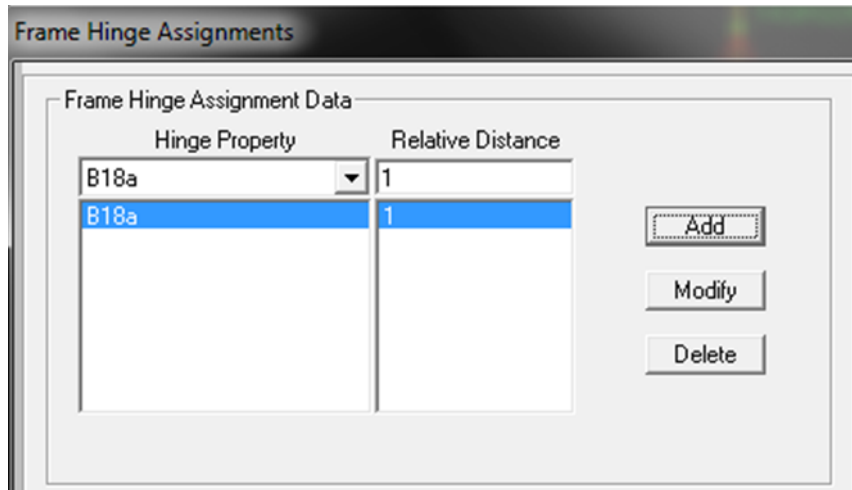
Ενδεικτικά, παρατίθεται παρακάτω εμποπτικά ο τρόπος εισαγωγής των δεδομένων της πλαστικής άρθρωσης των δοκών στο SAP.



Για B8 στη στήριξη K19

Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στο κάθε δομικό μέλος

Επιλέγω το μέλος και με την εντολή assign/frame/hinges ορίζω την θέση της πλαστικής άρθρωσης.



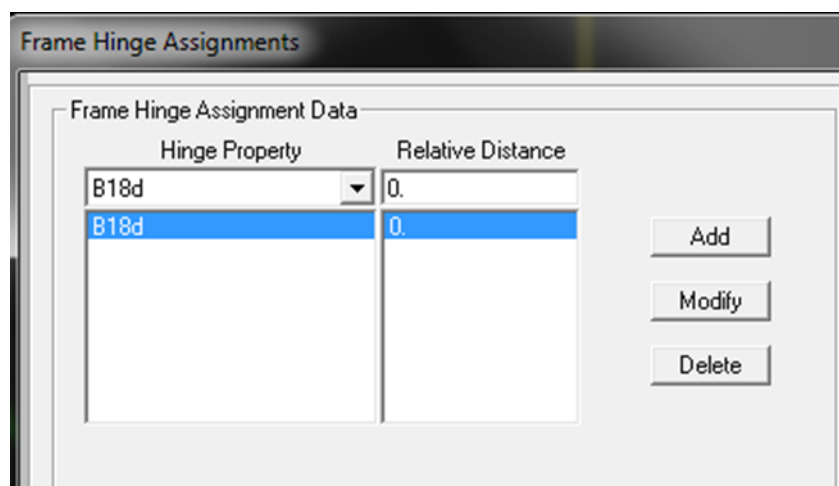
Στην καρτέλα Hinge Property υπάρχουν διαθέσιμες όλες οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουμε ήδη δημιουργήσει.

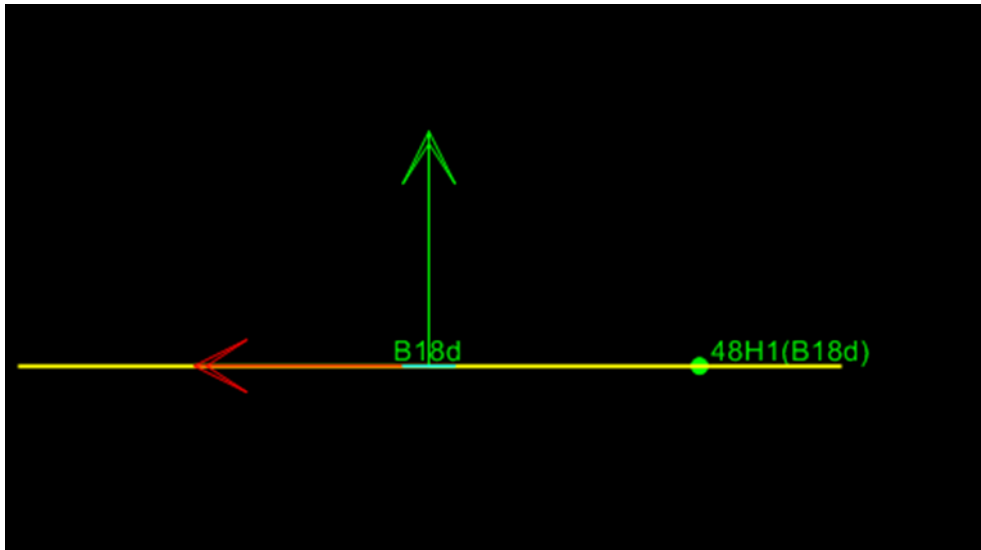
Εκεί επιλέγω το είδος της πλαστικής άρθρωσης με τα σωστά χαρακτηριστικά της που αντιστοιχούν στο επιλεγμένο δομικό στοιχείο.

Στο πεδίο Relative Distance καθορίζω την ακριβή θέση που μπορεί να αναπτυχθεί η παραπάνω πλαστική άρθρωση.

Ο ορισμός των τιμών έχει να κάνει με τη φορά σχεδίασης των στοιχείων, δηλαδή με τον προσανατολισμό του τοπικού άξονα 1, τους διαμήκους του στοιχείου. Εάν ο 1 έχει θετική φορά προς τα δεξιά, τότε:

- η τιμή 0 σημαίνει τοποθέτηση στο αριστερό άκρο
- ενώ η τιμή 1 σημαίνει τοποθέτηση στο δεξιό άκρο
-





7.2.3 Πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα

Για το K23 (20X60) και συμμετρικό οπλισμό αναμένω περί τον τοπικό άξονα 2 μικρή παραμορφωσιμότητα ενώ περί τον 3 άξονα που έχω μικρή αντοχή,μεγάλη παραμορφωσιμότητα.

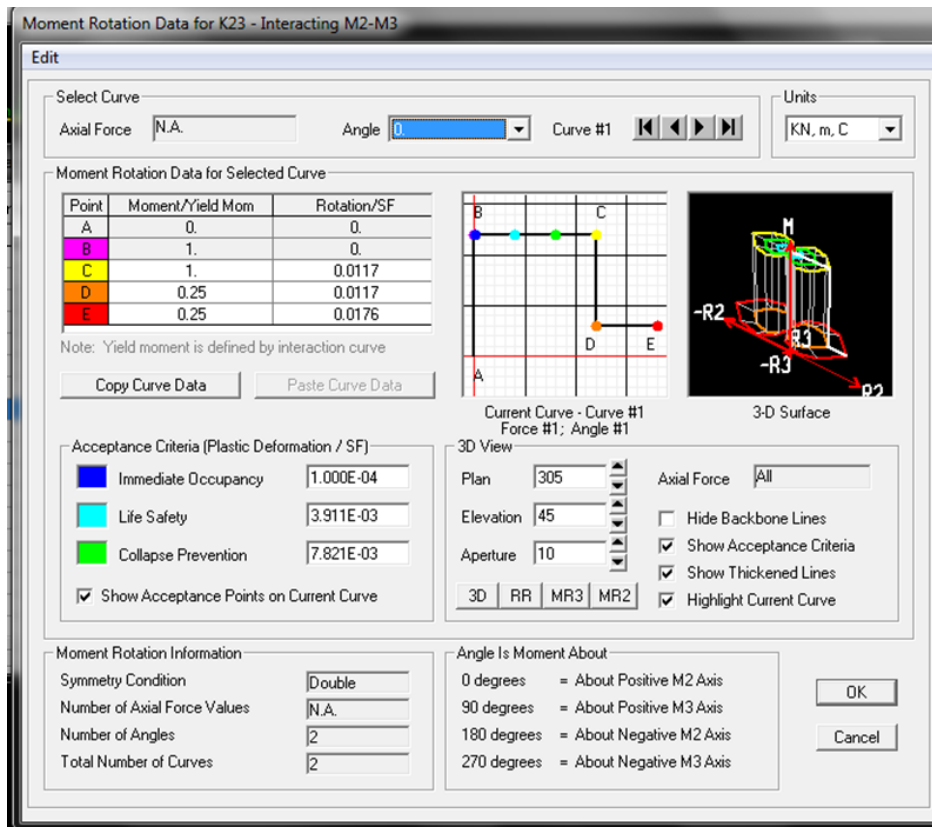
Δηλαδή, περιμένω θ_y για κάμψη κατά τον 3 να είναι μικρότερη από θ_y για κάμψη κατά τον άξονα 2.

Πράγματι,οι εκτιμήσεις μας επαληθεύονται με βάση τα υπολογισμένα αποτελέσματα από τις αναλυτικές σχέσεις του κεφ.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

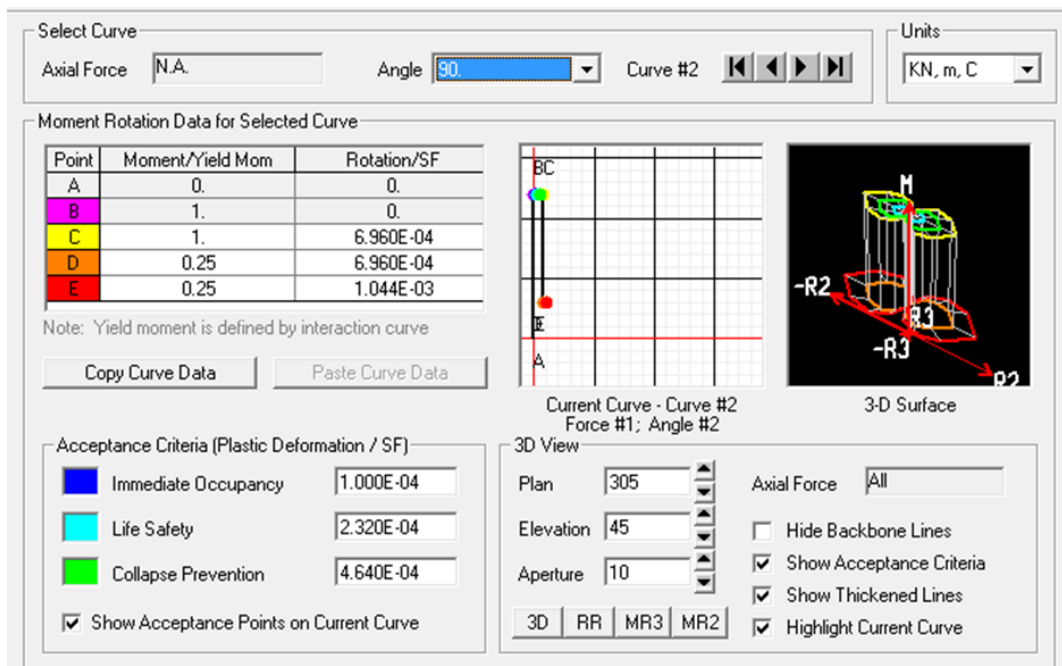
Συγκεκριμένα,

- Για κάμψη κατά τον 2(X) άξονα ή για κάμψη περί τον 3(y) :
 $\theta_{y3}=0.0122247m=12.2mm$
- Για κάμψη κατά τον 3(y) άξονα ή για κάμψη περί τον 2(x):
 $\theta_{y2}=0.00651m=6.5mm$

$\theta_{y2} < \theta_{y3}$, Έλεγχος Ο.Κ.



Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης για το K23



Παρατηρούμε ότι για κάμψη κατά τον 3, περί τον 2 (angle 0) έχουμε μεγαλύτερη δυνατότητα παραμόρφωσης μετά τη διαρροή. Δηλαδή, ευνοικότερα είναι τα αποτελέσματα για κάμψη κατά τον y άξονα, κατά την μεγάλη διεύθυνση του υποστυλώματος (και μεγάλη αντοχή και μεγάλος μετελαστικός κλάδος).

7.2.4 Εισαγωγή απομειωμένων δυσκαμψιών στο SAP

Object Model - Line Information

Location Assignments Loads Design

Identification
Label: 128 Design Procedure: Concrete Frame

Section Property	K18(30x40)
Property Modifiers	
I2	0.175
I3	0.221
Material Overwrite	None
Releases	None
Partial Fixity Springs	None
Local Axes	Default
Insertion Point	Default
End Length Offsets	
Offset Type	Defined
End I Length Offset	0.
End J Length Offset	0.65
Rigid Zone Factor	1.
Min. Number Stations	3
Station at Elm Intersect	Yes
Station at Conc Loads	Yes
P-Delta Force	None
T/C Limits	None
Nonlinear Hinge	

KN, m, C

Reset All

Update Display

Modify Display

OK

Cancel

Double click white background cell to edit item.

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.153
Moment of Inertia about 3 axis	0.222
Mass	1
Weight	1

OK

Cancel

Απομείωση Δυσκαμψίας για το K20

7.3 Στατική ανελαστική ανάλυση

7.3.1. Ιδιομορφικές & Ομοιόμορφες Κατανομές Φόρτισης

Έγιναν 16 αναλύσεις του φορέα, 8 συνδυασμοί με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων και 8 με ιδιομορφική.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	3	0,3
Mode	1	1,
Mode	3	0,3

Εισαγωγή ιδιομορφικής κατανομής φορτίων (Συνδυασμός X+0,3Y)

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	3	-0,3
Mode	1	1,
Mode	3	-0,3

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load
 Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF at Joint
 Generalized Displacement

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States
 Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

Nonlinear Parameters

<p>Material Nonlinearity Parameters</p> <p> <input checked="" type="checkbox"/> Frame Element Tension/Compression Only <input checked="" type="checkbox"/> Frame Element Hinge <input checked="" type="checkbox"/> Cable Element Tension Only <input checked="" type="checkbox"/> Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties <input checked="" type="checkbox"/> Link Other Nonlinear Properties <input type="checkbox"/> Time Dependent Material Properties </p>	<p>Solution Control</p> <p> Maximum Total Steps per Stage <input type="text" value="1000"/> Maximum Null (Zero) Steps per Stage <input type="text" value="200"/> Maximum Constant-Stiff Iterations per Step <input type="text" value="10"/> Maximum Newton-Raphson Iter. per Step <input type="text" value="40"/> Iteration Convergence Tolerance (Relative) <input type="text" value="1.000E-04"/> Use Event-to-event Stepping <input type="text" value="Yes"/> Event Lumping Tolerance (Relative) <input type="text" value="0.01"/> Max Line Searches per Iteration <input type="text" value="20"/> Line-search Acceptance Tol. (Relative) <input type="text" value="0.1"/> Line-search Step Factor <input type="text" value="1.618"/> </p>
<p>Hinge Unloading Method</p> <p> <input checked="" type="radio"/> Unload Entire Structure <input type="radio"/> Apply Local Redistribution <input type="radio"/> Restart Using Secant Stiffness </p>	<p>Target Force Iteration</p> <p> Maximum Iterations per Stage <input type="text" value="10"/> Convergence Tolerance (Relative) <input type="text" value="0.01"/> Acceleration Factor <input type="text" value="1"/> Continue Analysis If No Convergence <input type="text" value="No"/> </p>

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: 2.PL_Y-0.3X Set Def Name Modify/Show... Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case G+0.3Q NDNL
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-0.3
Mode	3	1.
Mode	1	-0.3

Add Modify Delete

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

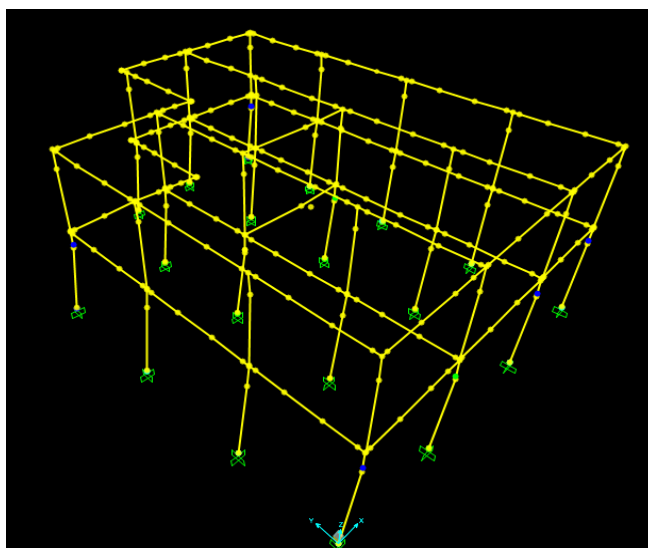
Other Parameters:
Load Application: Displ Control Modify/Show... OK
Results Saved: Multiple States Modify/Show... Cancel
Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

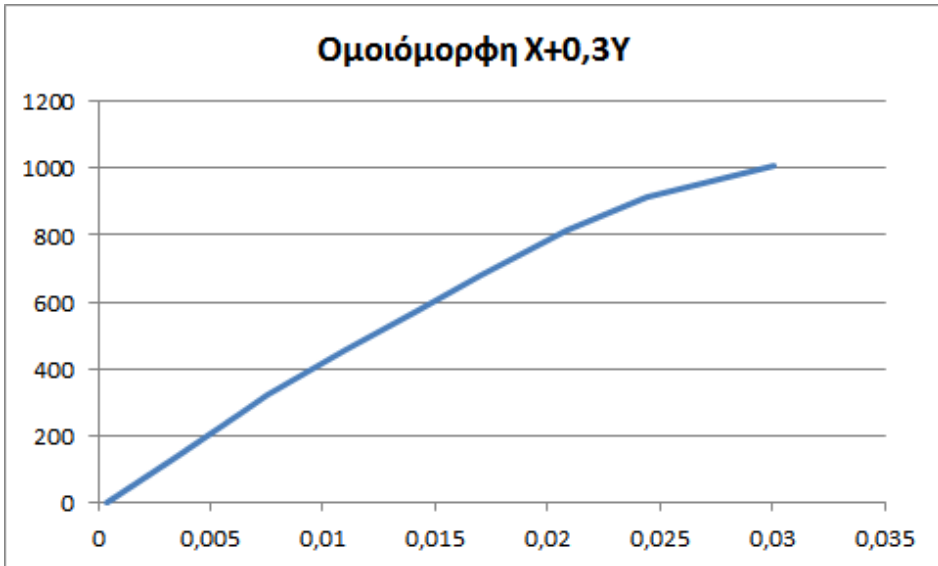
Η ιδιομορφική κατανομή προσδιορίζει αυτόματα τα πλευρικά φορτία αναλόγως των δεσποζουσών ιδιομορφών σε κάθε διεύθυνση. Η δεσπόζουσα κατά χ είναι η πρώτη ιδιομορφή με $T_1=1,024\text{sec}$ και διεγείρει το 90% της μάζας. Η δεσπόζουσα κατά γ είναι η Τρίτη ιδιομορφή με $T_3=0,61\text{sec}$.

7.3.2. Καμπύλες αντίστασης φορέα

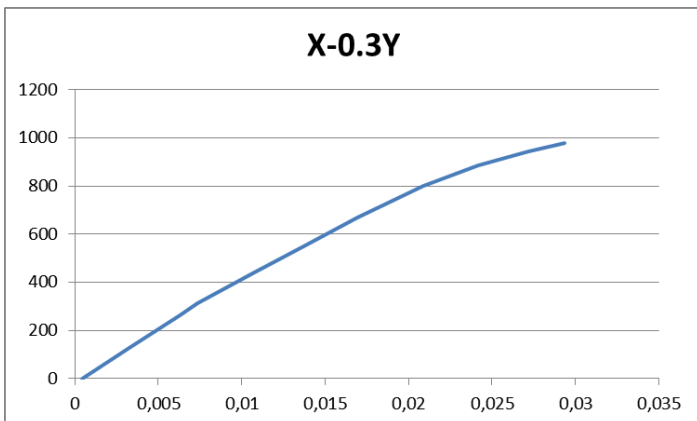
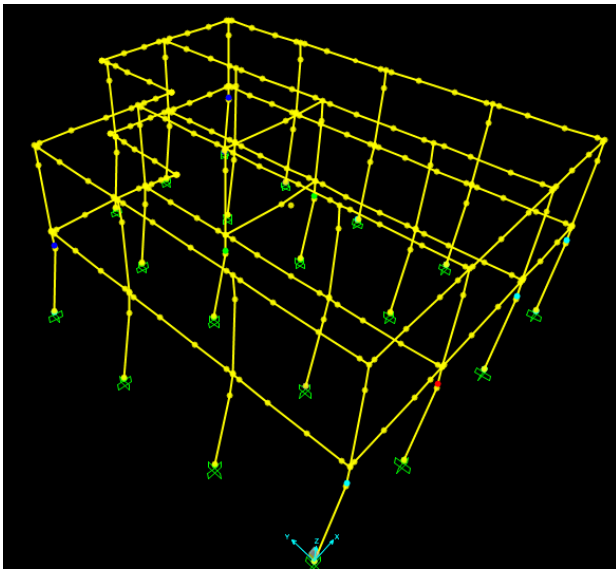
7.3.2.1. Ομοιόμορφη Κατανομή

- X+0.3Y

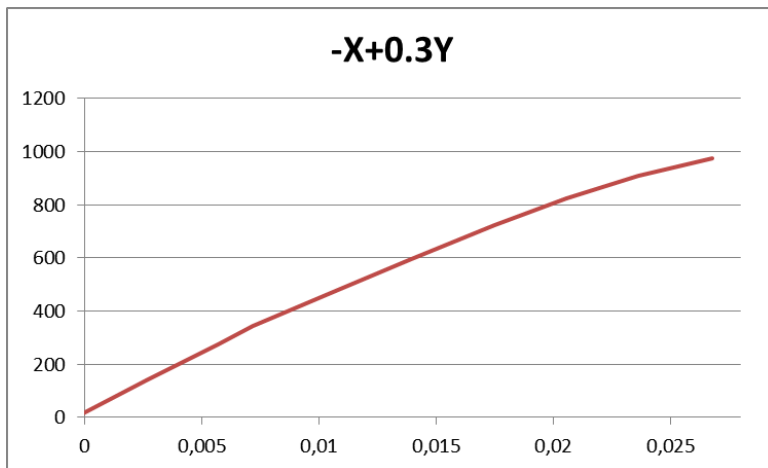
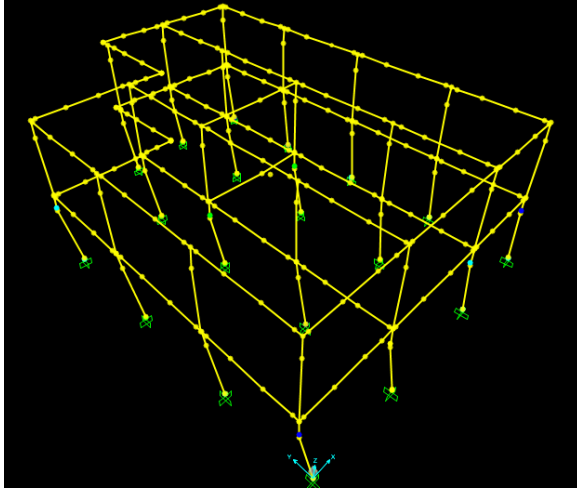




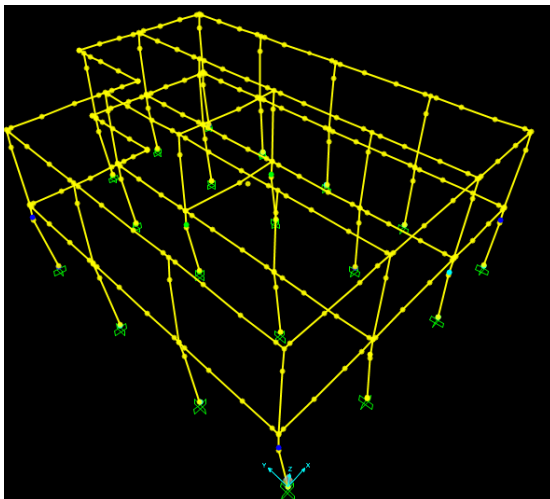
- $X - 0.3Y$

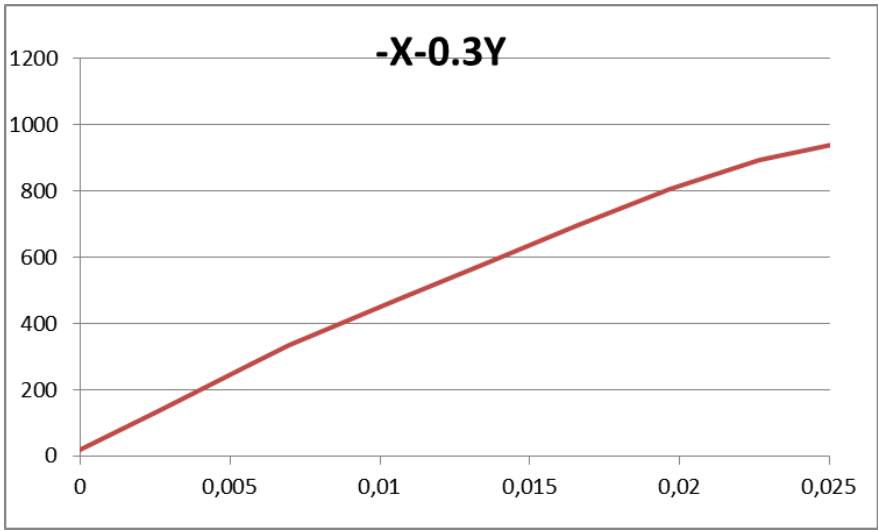


- $-X+0.3Y$

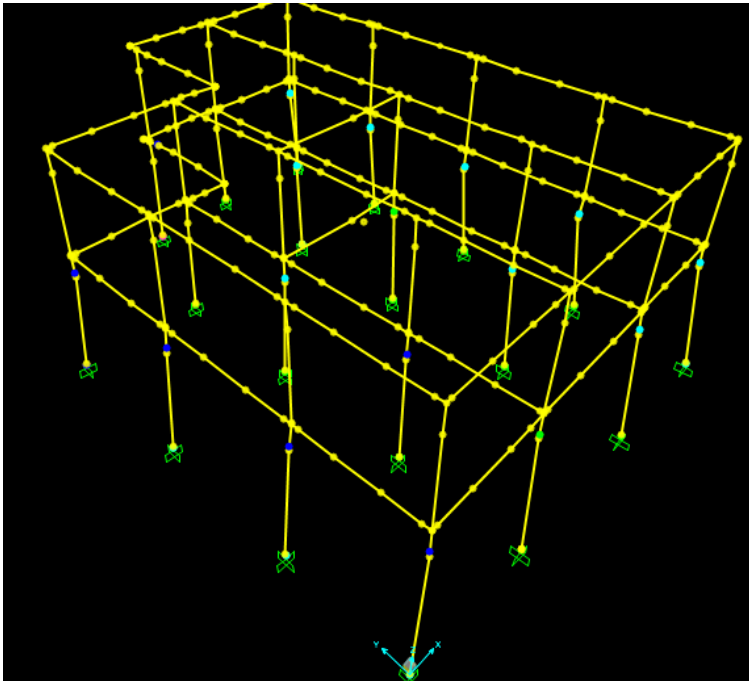


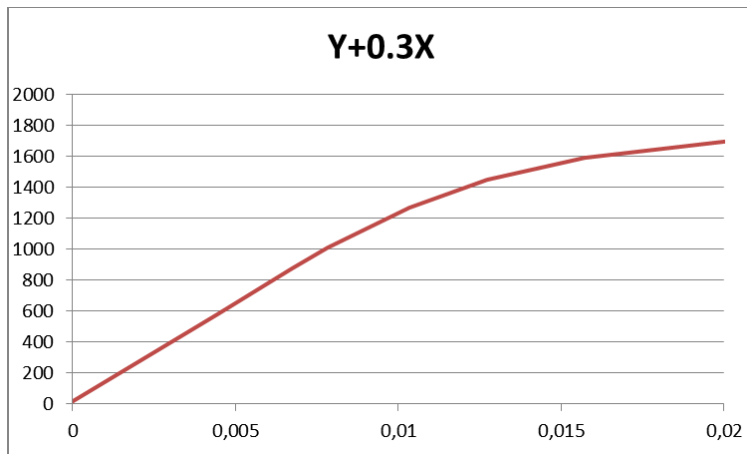
- $-X-0.3Y$



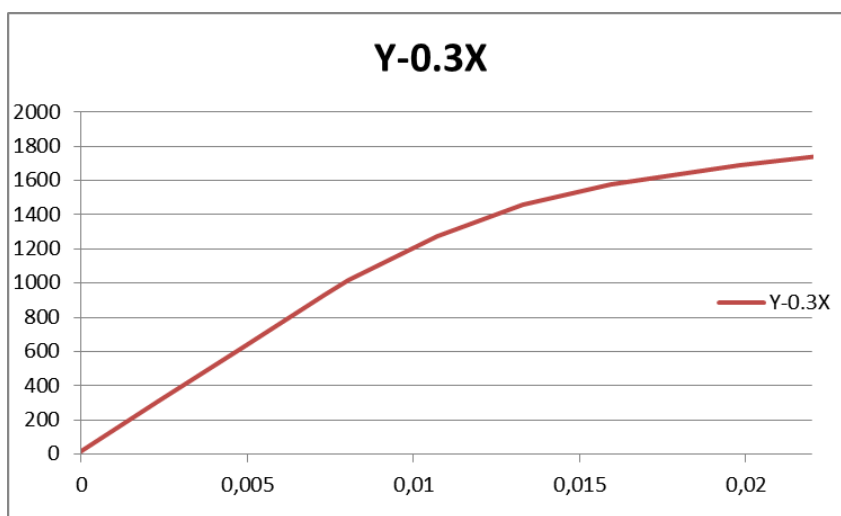


• **Y+0.3X**

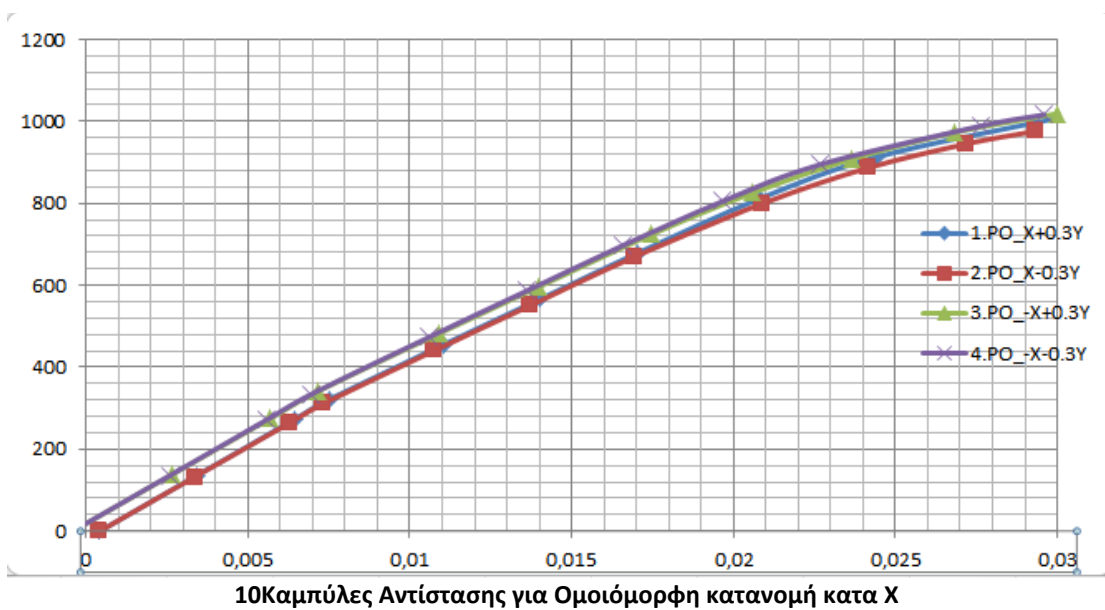




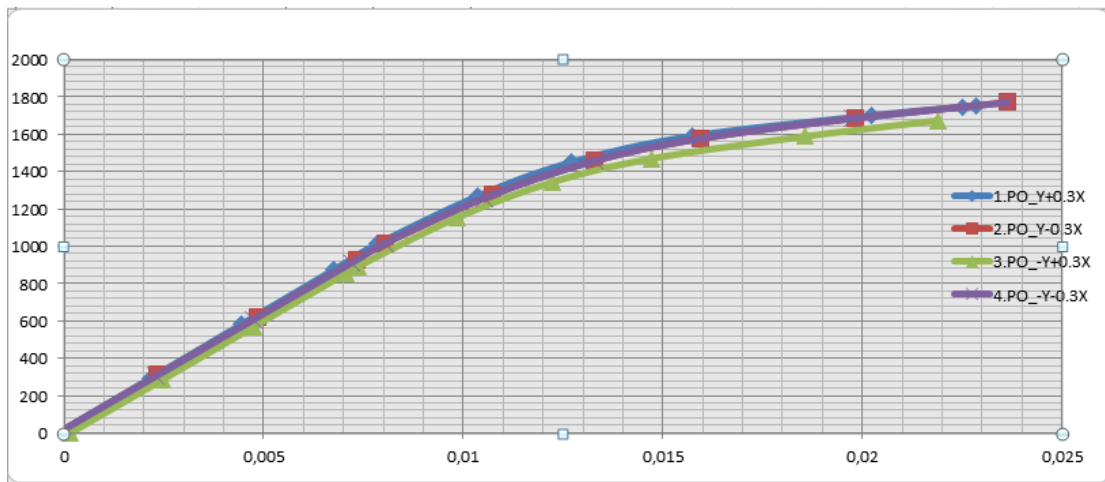
- Y-0.3X



Συγκεντρωτικά οι καμπύλες αντίστασης είναι:



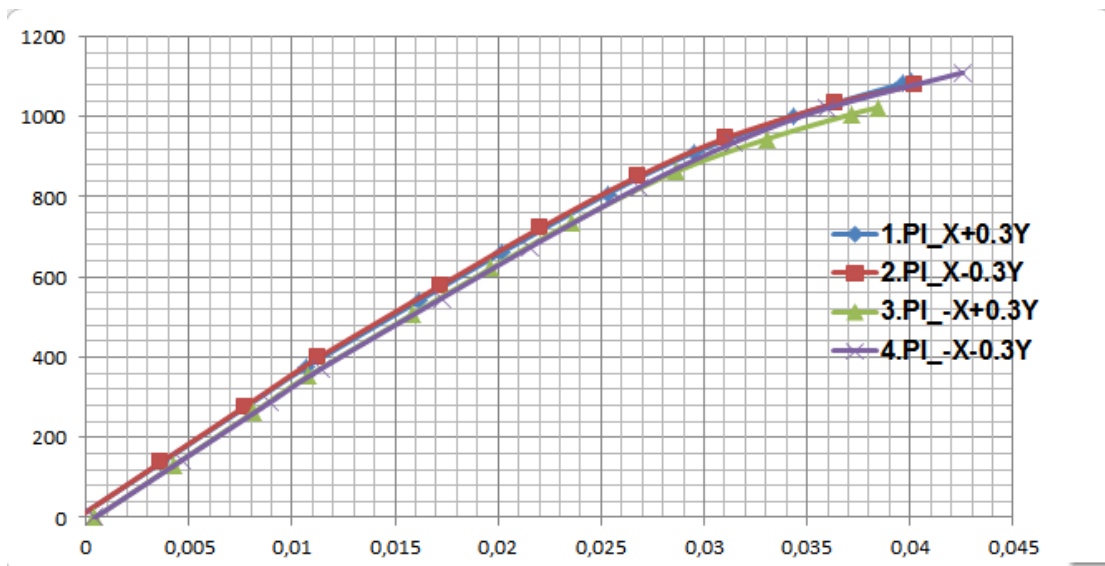
Παρατηρούμε ότι δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο X-0,3Y.



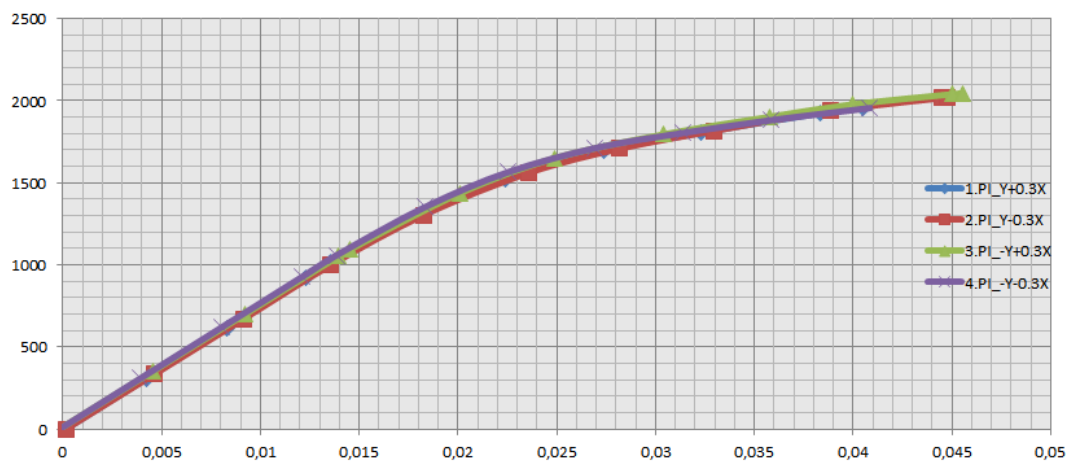
11 Καμπύλες Αντίστασης για Ομοιόμορφη κατανομή κατά Y

Παρατηρούμε ότι ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο $-Y+0.3X$.

7.3.2.2. Ιδιομορφική Κατανομή



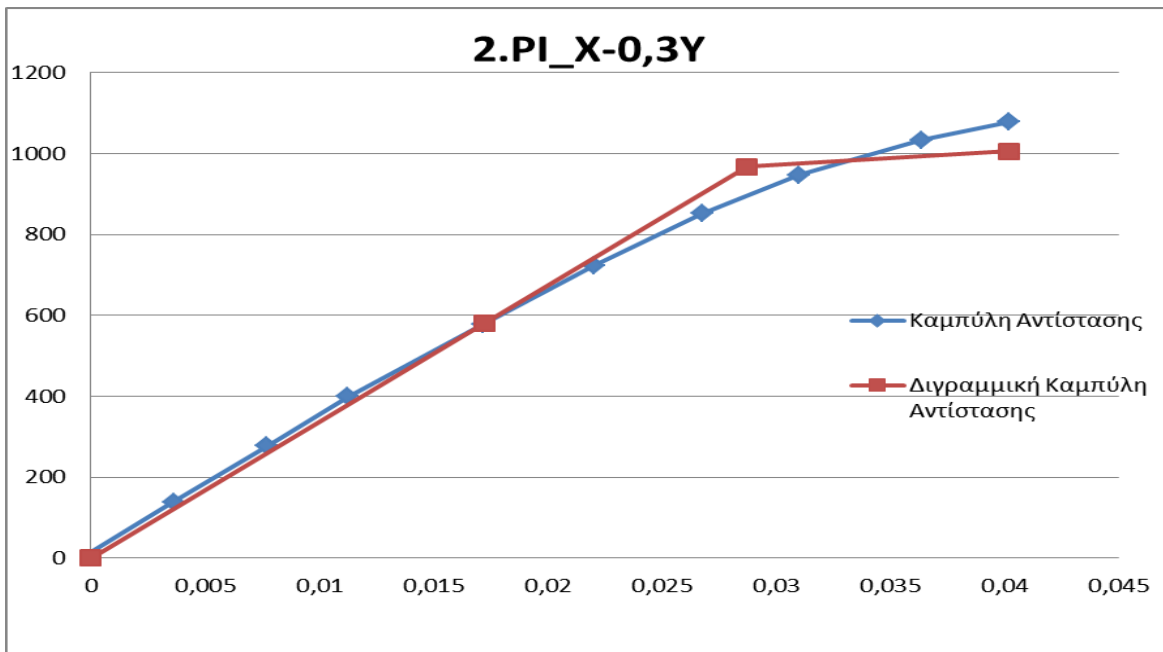
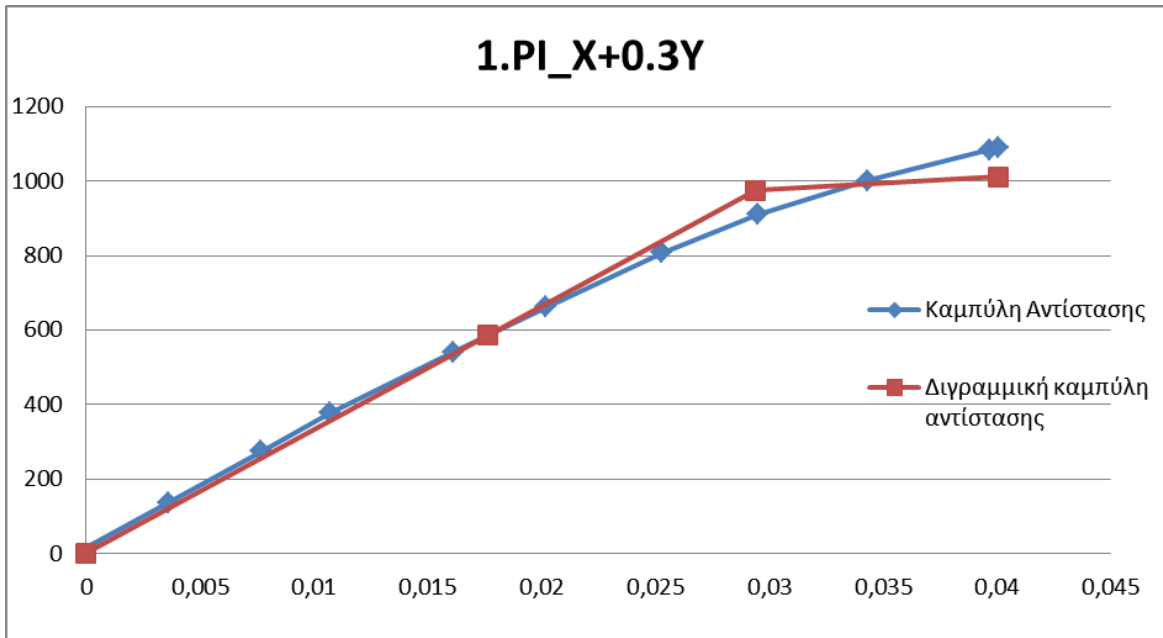
12 Καμπύλες Αντίστασης για Ιδιομορφική κατανομή κατά X

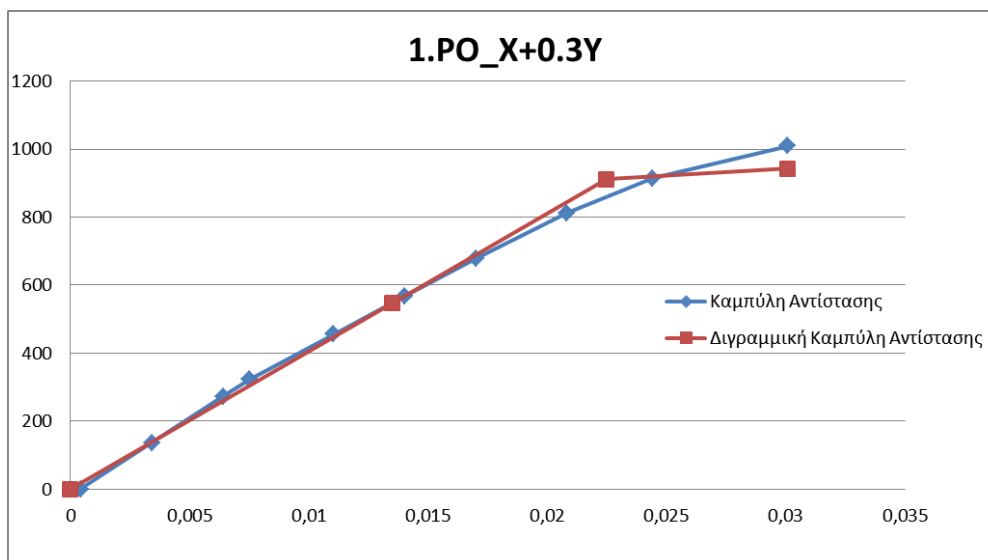
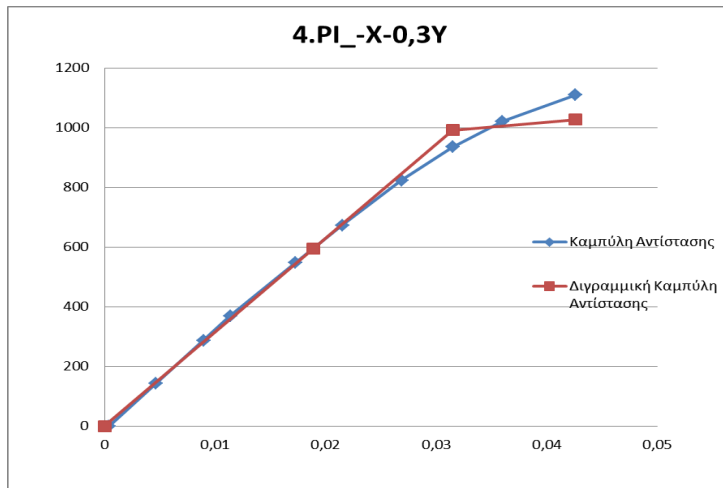
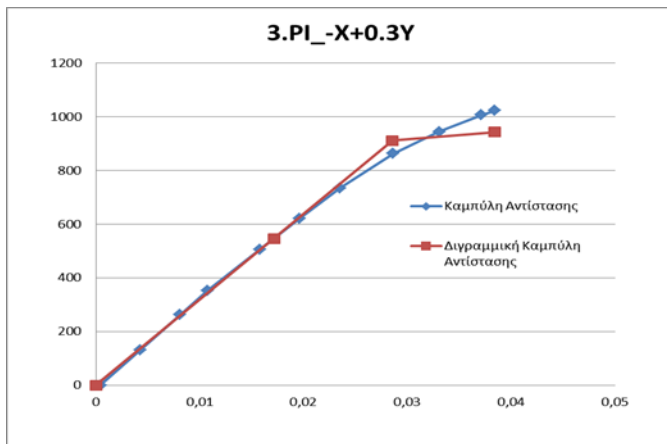


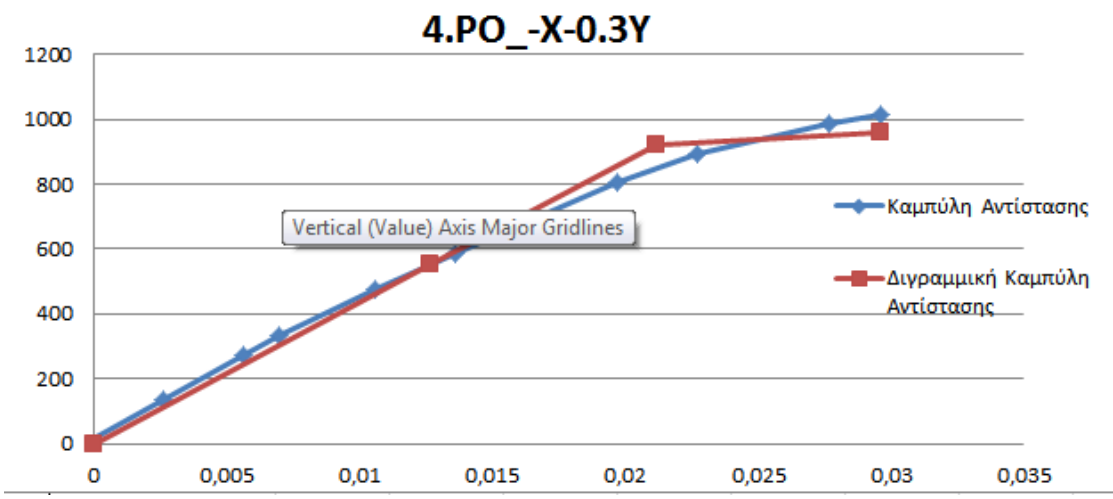
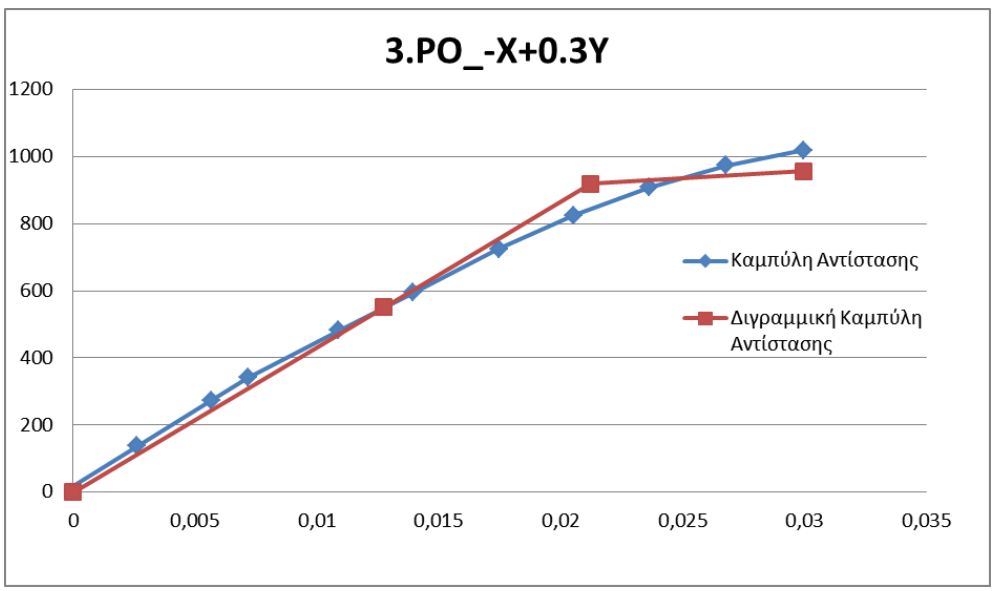
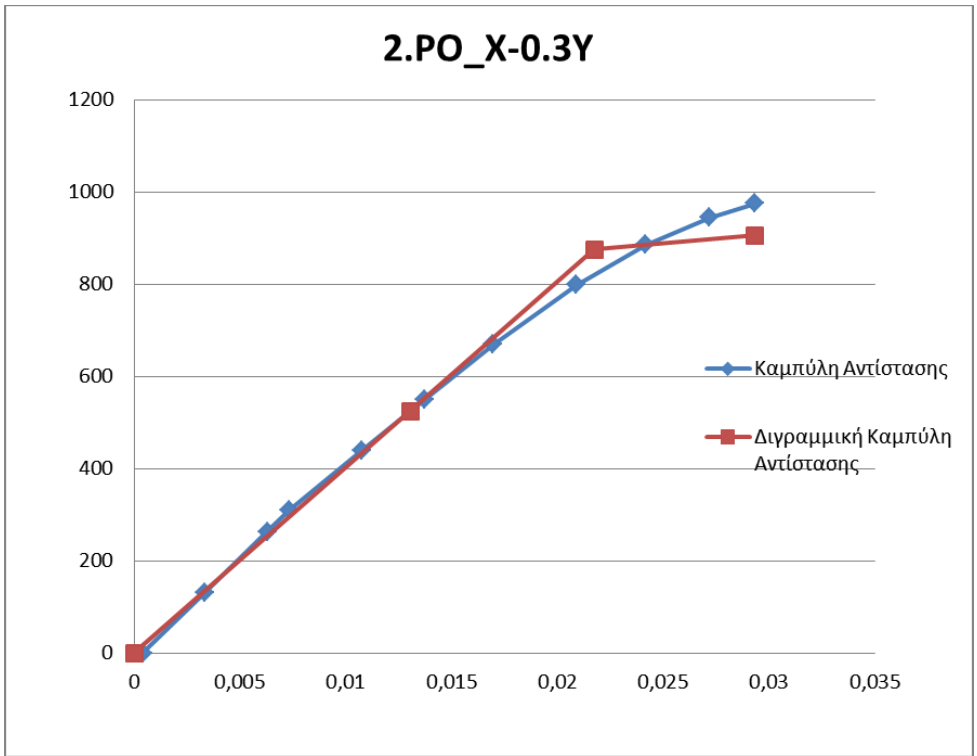
13 Καμπύλες Αντίστασης για Ιδιομορφική κατανομή κατά Y

7.3.3. Διγραμμικοποιημένες Καμπύλες Αντίστασης-Στοχευόμενη Μετακίνηση

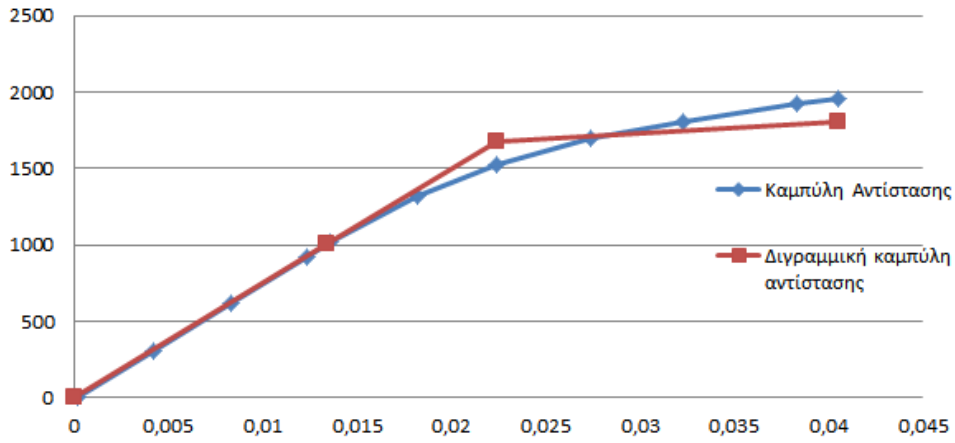
Οι υπολογισμοί έγιναν για όλους τους συνδυασμούς. Μετά κρατήσαμε τα αποτελέσματα για τη δυσμενέστερη καμπύλη. Δυσμενέστερη θεωρείται η καμπύλη με χαμηλότερη αντοχή συγκριτικά με τις αντίστοιχες της ίδιας κατηγορίας φόρτισης.



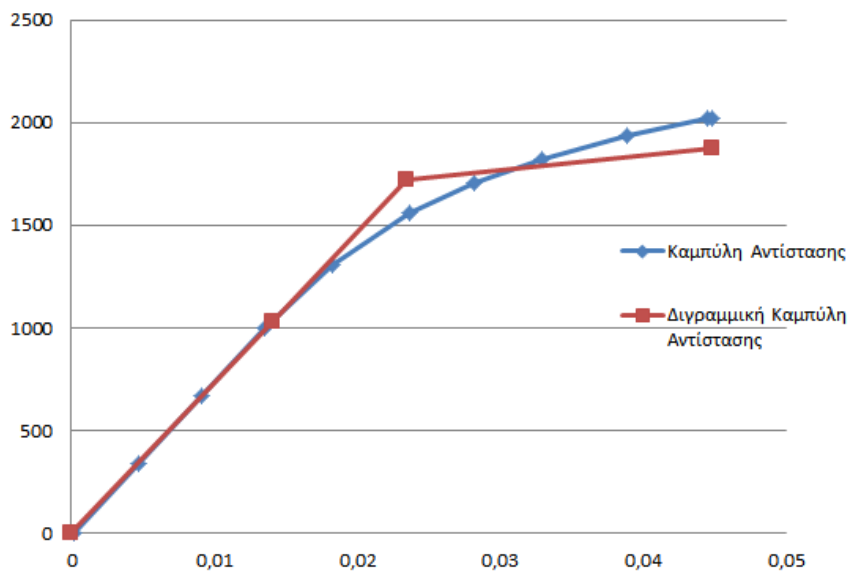




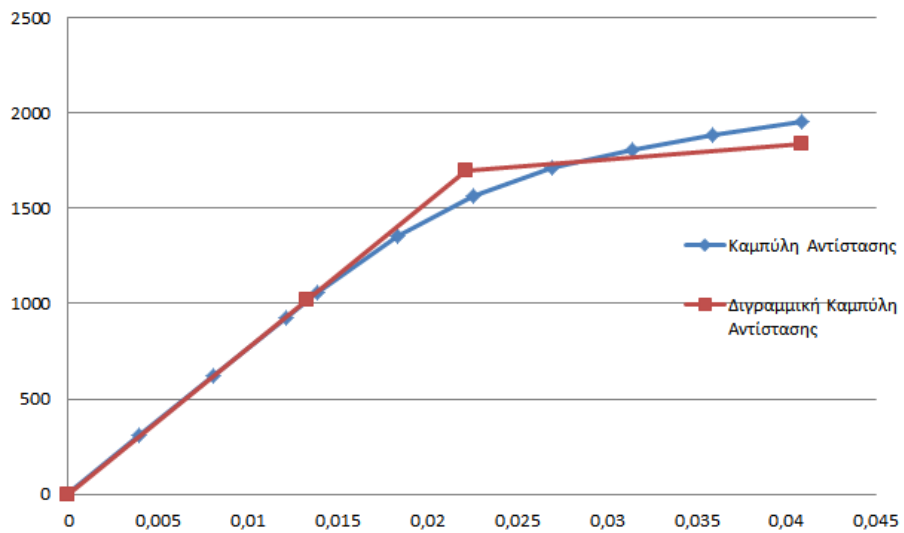
1.PI_Y+0.3X



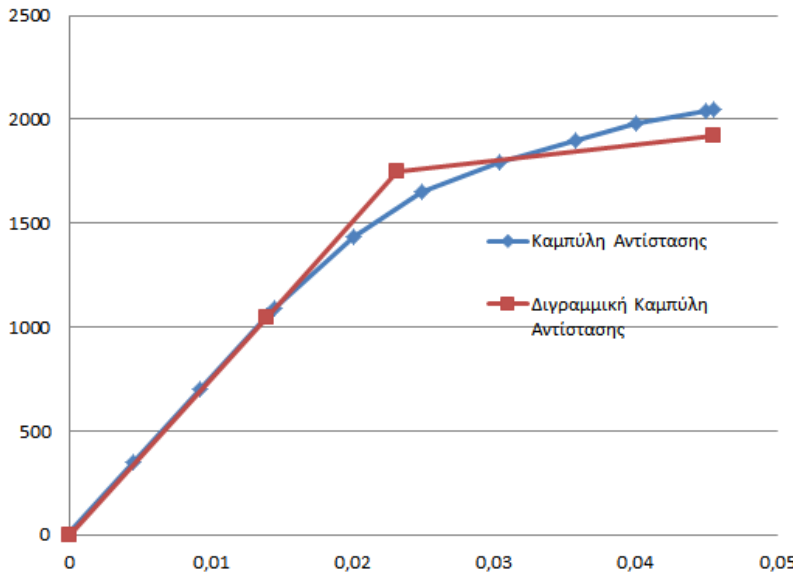
2.PI_Y-0,3X



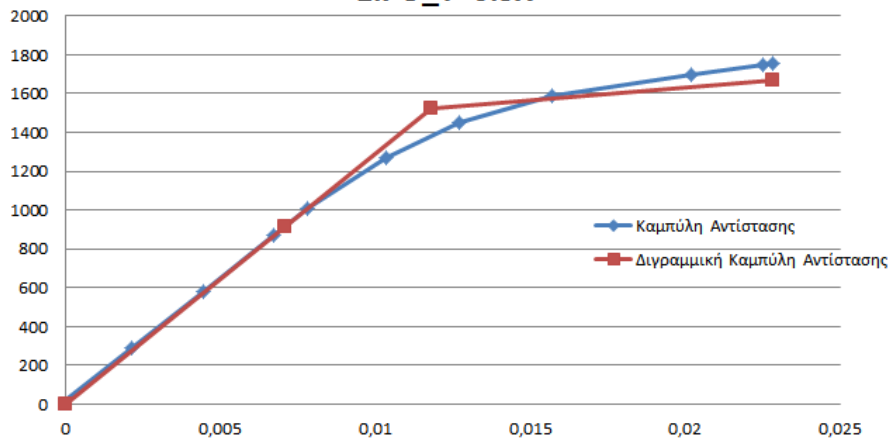
4.PI_-Y-0,3X



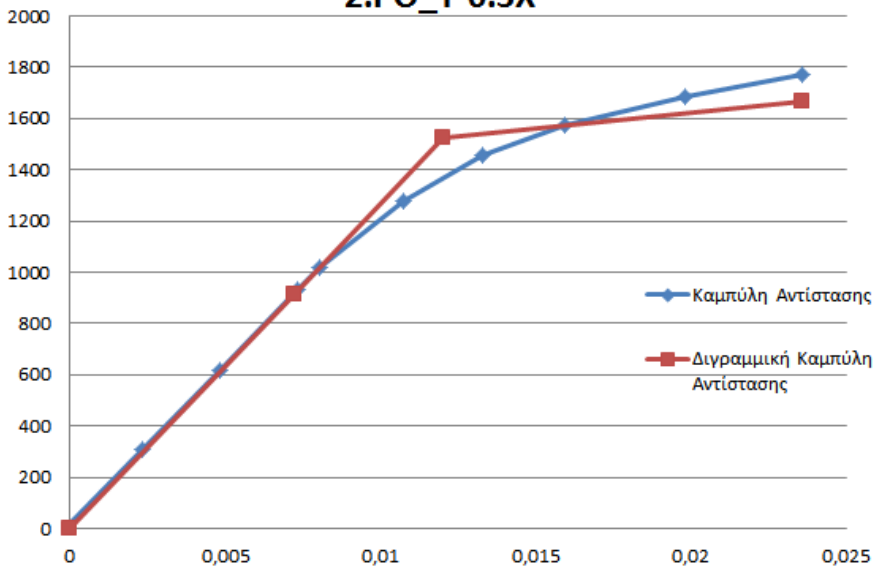
3.PI_-Y+0.3X



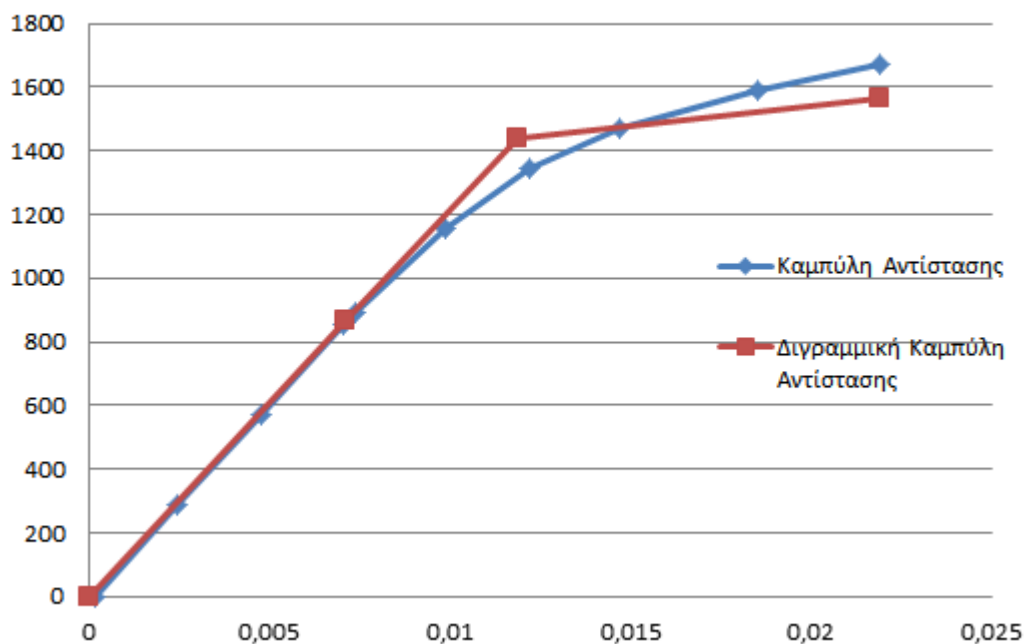
1.PO_Y+0.3X



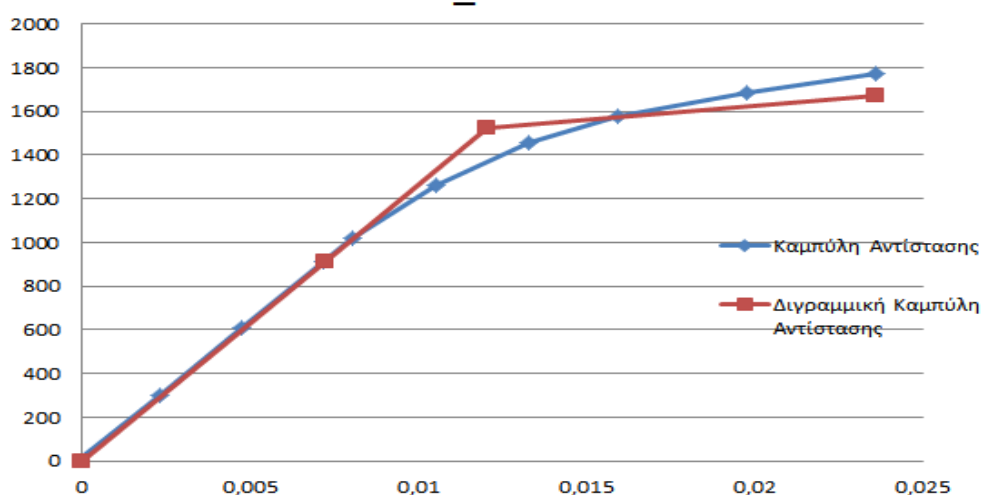
2.PO_Y-0.3X



3.PO_-Y+0.3X



4.PO_-Y-0.3X



Αντίστοιχα υπολογίζονται και η στοχευόμενη μετακίνηση των συνδυασμών αυτών, η οποία εξαρτάται και από τον σεισμό σχεδιασμού για τον οποίο επιδιώκουμε η στάθμη επιτελεστικότητας της διατομής να είναι η αποδεκτή (Προστασία Ζωής «B»).

Με τις απαιτήσεις του '59		
Για σεισμό κατά x		
α/α	Φόρτιση	Στοχευόμενη Μετακίνηση
Ιδιομορφική		δ_t (m)
1.	PI_X+0.3Y	0,111
2.	PI_X-0.3Y	0,110
3.	PI_-X+0.3Y	0,116
4.	PI_-X-0.3Y	0,116
Ομοιόμορφη		
5.	PO_X+0.3Y	0,121
6.	PO_X-0.3Y	0,121
7.	PO_-X+0.3Y	0,113
8.	PO_-X-0.3Y	0,113

Με τις απαιτήσεις του '59		
Για σεισμό κατά y		
α/α	Φόρτιση	Στοχευόμενη Μετακίνηση
Ιδιομορφική		δ_t (m)
1.	PI_Y+0.3X	0,039
2.	PI_Y-0.3X	0,039
3.	PI_-Y+0.3X	0,038
4.	PI_-Y-0.3X	0,038
Ομοιόμορφη		
5.	PO_Y+0.3X	0,037
6.	PO_Y-0.3X	0,037
7.	PO_-Y+0.3X	0,039
8.	PO_-Y-0.3X	0,037

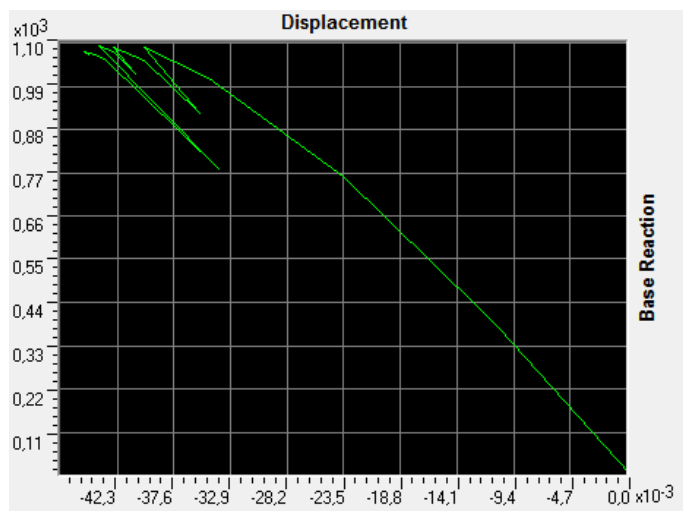
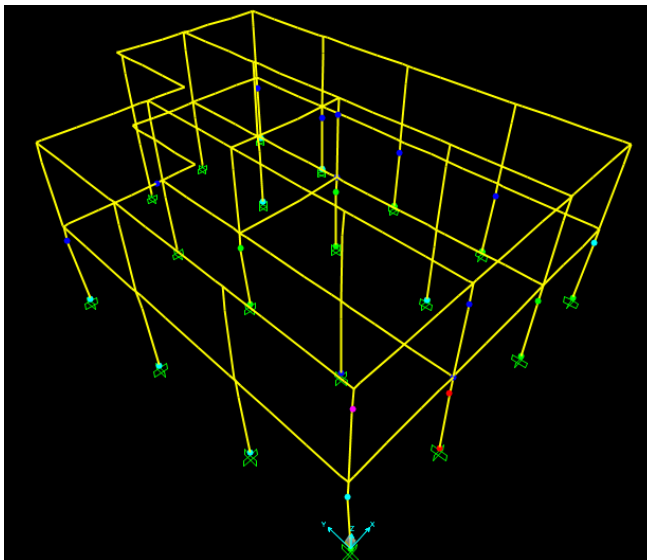
Με τις απαιτήσεις του ΕΚ8		
Για σεισμό κατά x		
α/α	Φόρτιση	Στοχευόμενη Μετακίνηση
Ιδιομορφική		δ_t (m)
1.	PI_X+0.3Y	0,183
2.	PI_X-0.3Y	0,183
3.	PI_-X+0.3Y	0,188
4.	PI_-X-0.3Y	0,188
Ομοιόμορφη		
5.	PO_X+0.3Y	0,192
6.	PO_X-0.3Y	0,192
7.	PO_-X+0.3Y	0,185
8.	PO_-X-0.3Y	0,185

Με τις απαιτήσεις του ΕΚ8		
Για σεισμό κατά y		
α/α	Φόρτιση	Στοχευόμενη Μετακίνηση
Ιδιομορφική		δ_t (m)
1.	PI_Y+0.3X	0,108
2.	PI_Y-0.3X	0,107
3.	PI_-Y+0.3X	0,107
4.	PI_-Y-0.3X	0,107
Ομοιόμορφη		
5.	PO_Y+0.3X	0,107
6.	PO_Y-0.3X	0,107
7.	PO_-Y+0.3X	0,109
8.	PO_-Y-0.3X	0,107

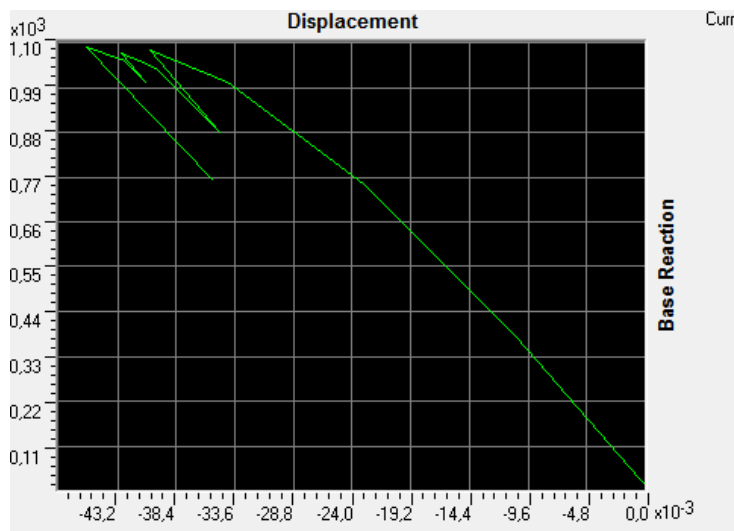
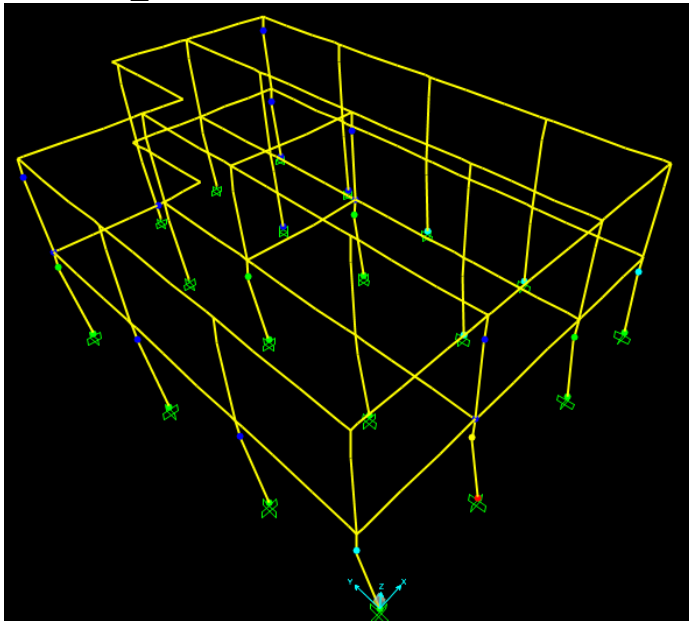
7.3.4. Ανάλυση για στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου

7.3.4.1. Σεισμός Σχεδιασμού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959

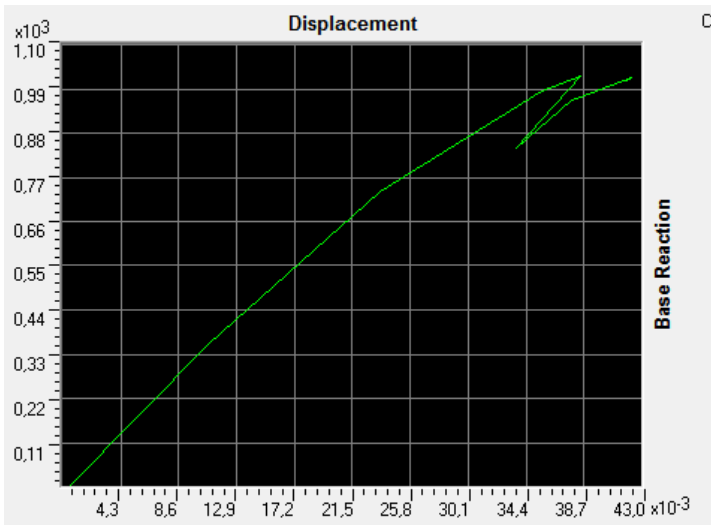
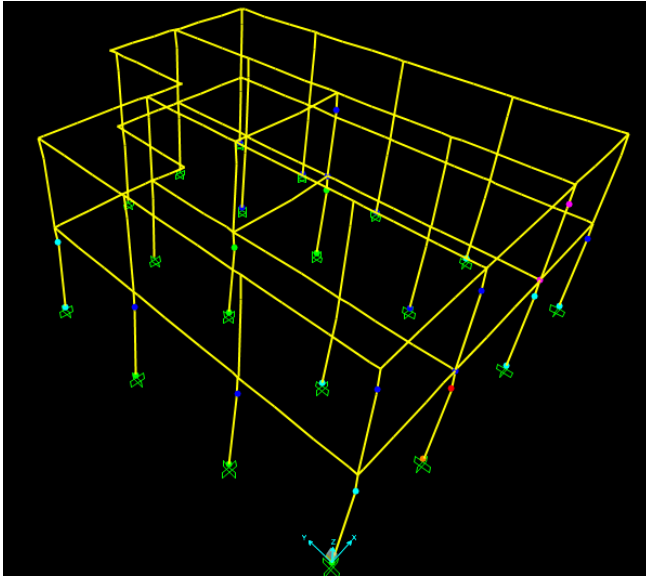
- PI_X+0.3Y



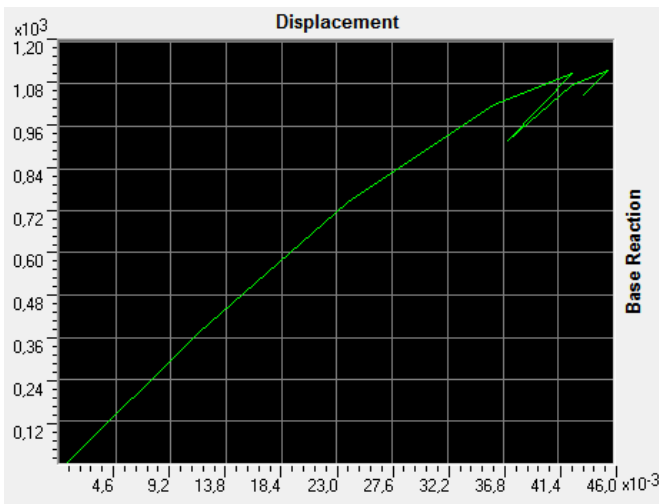
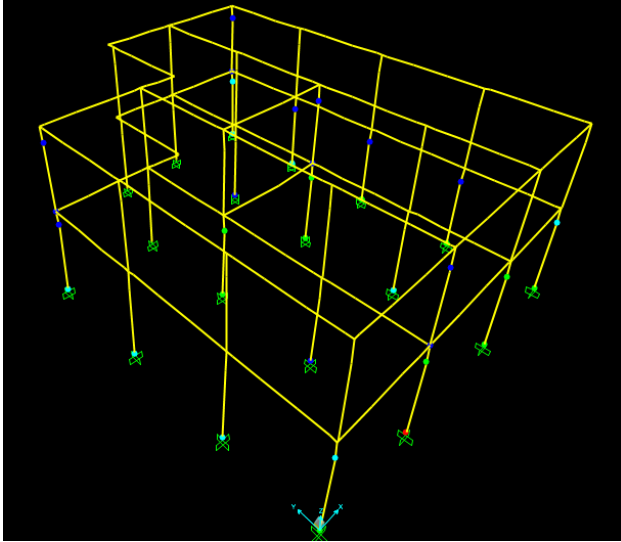
- PI_X-0.3Y



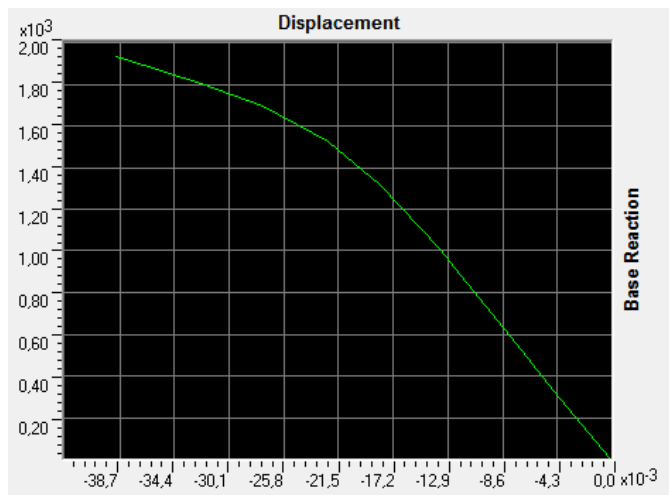
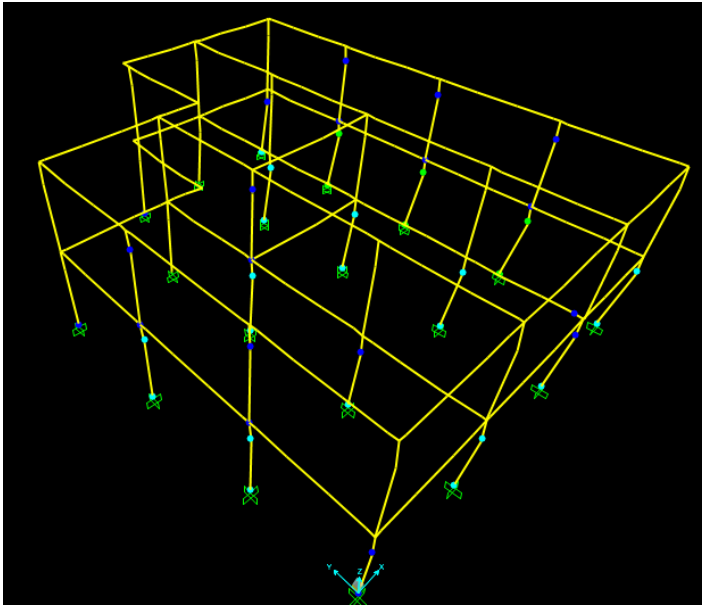
- $PI_{-X+0.3Y}$



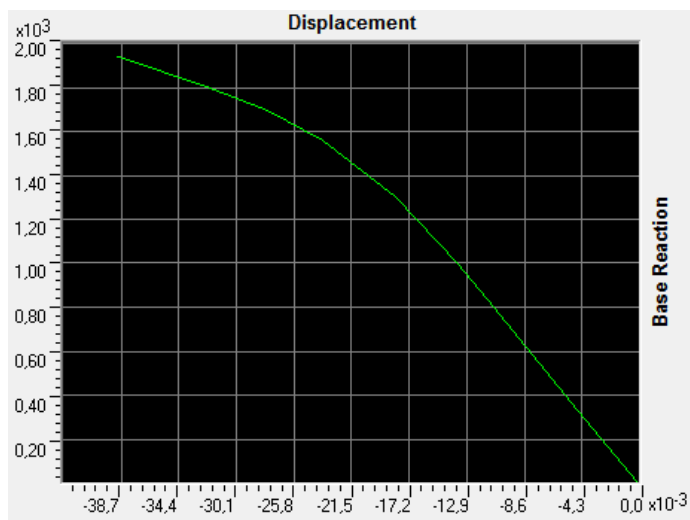
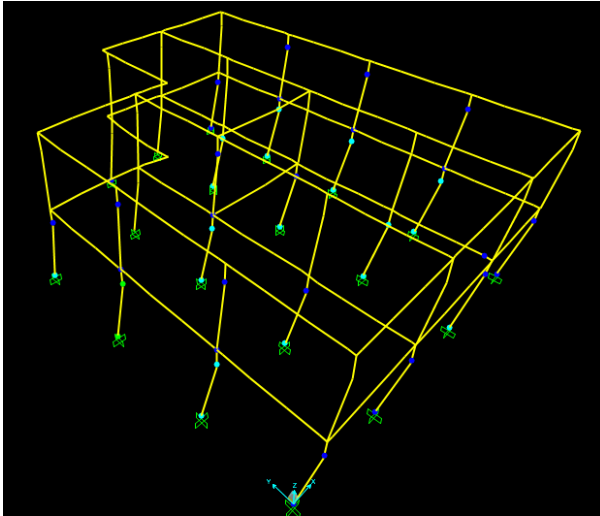
- PI_X-0.3Y



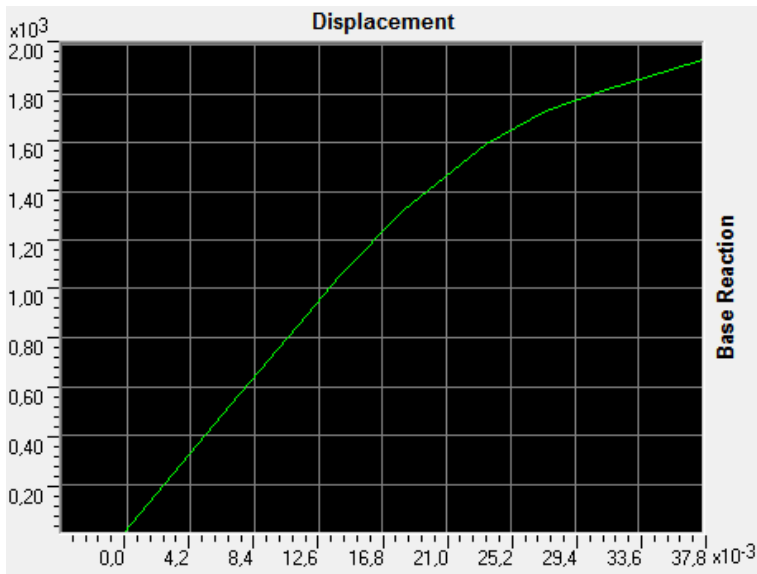
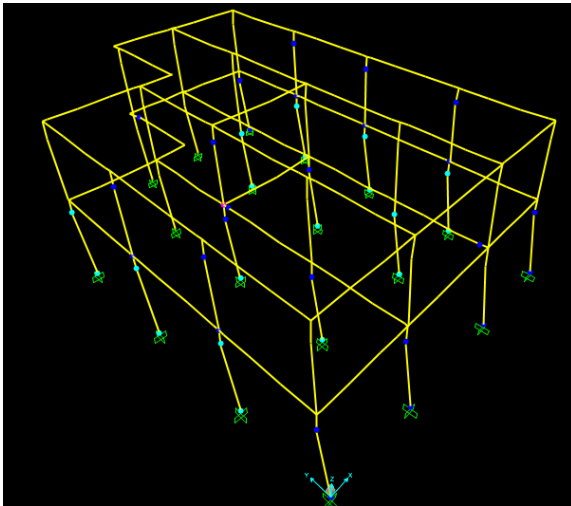
- PI_Y+0.3X



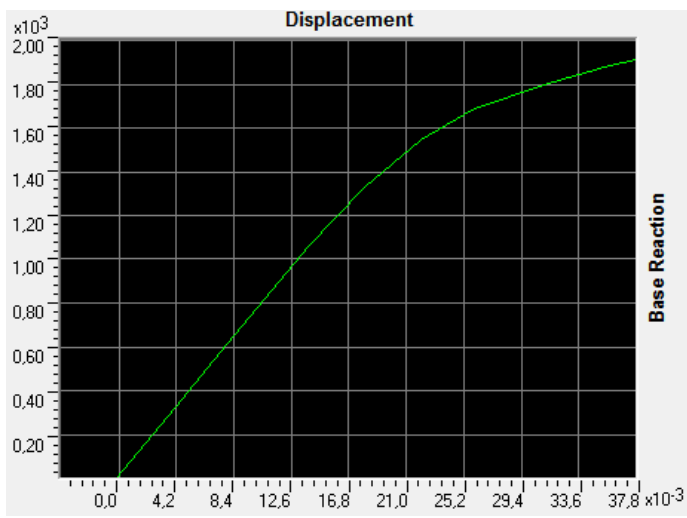
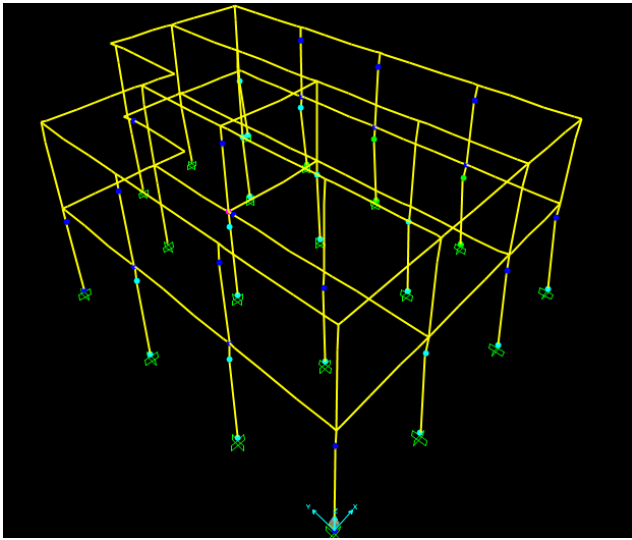
- PI_Y-0.3X



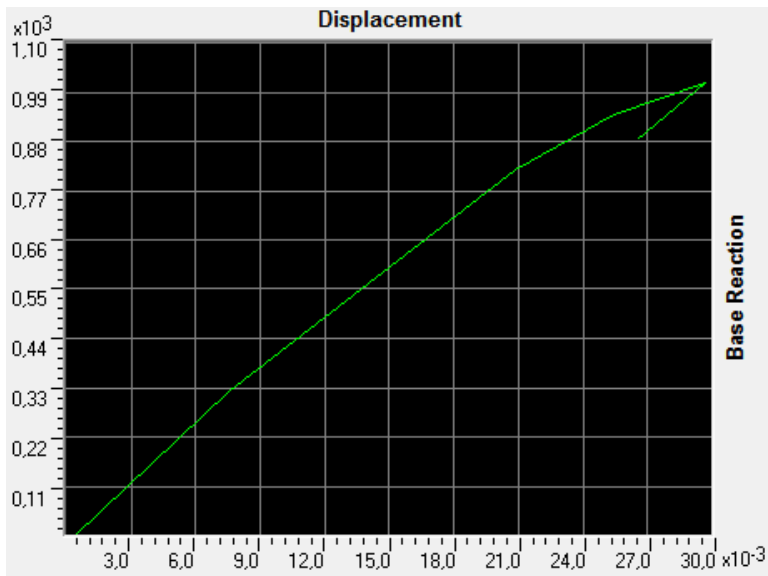
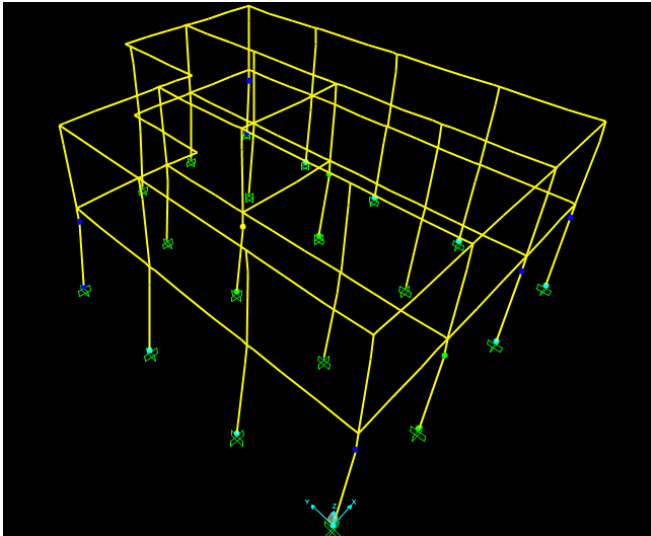
- PI_-Y+0.3X



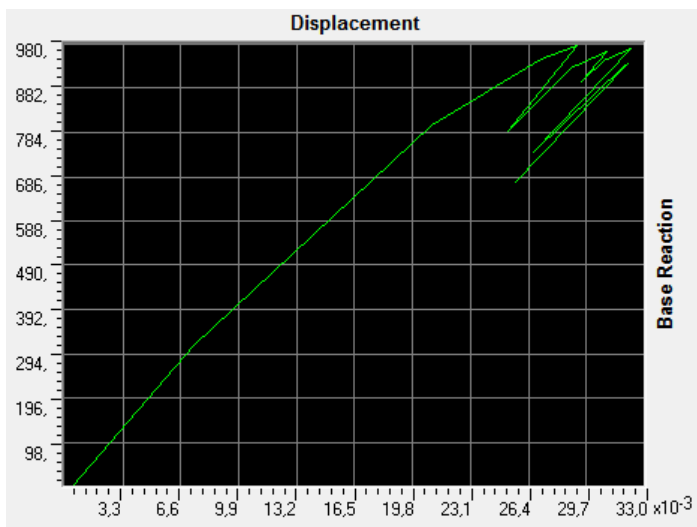
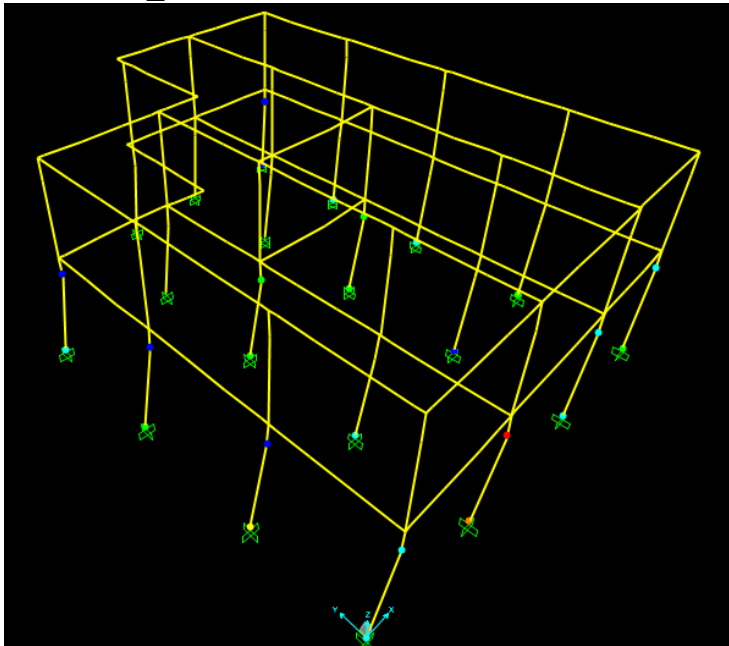
- PI_-Y-0.3X



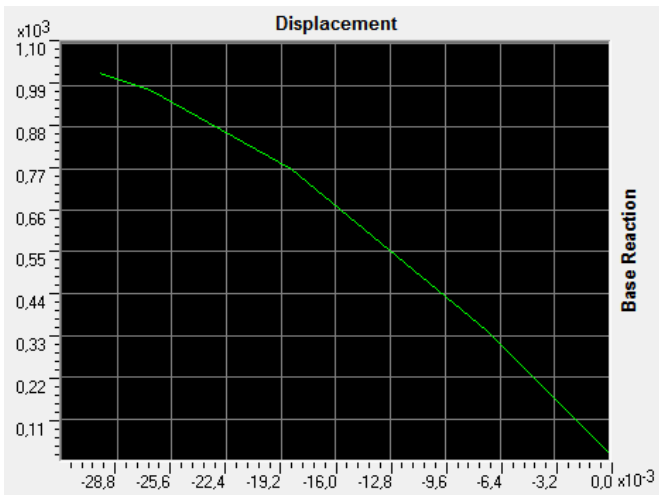
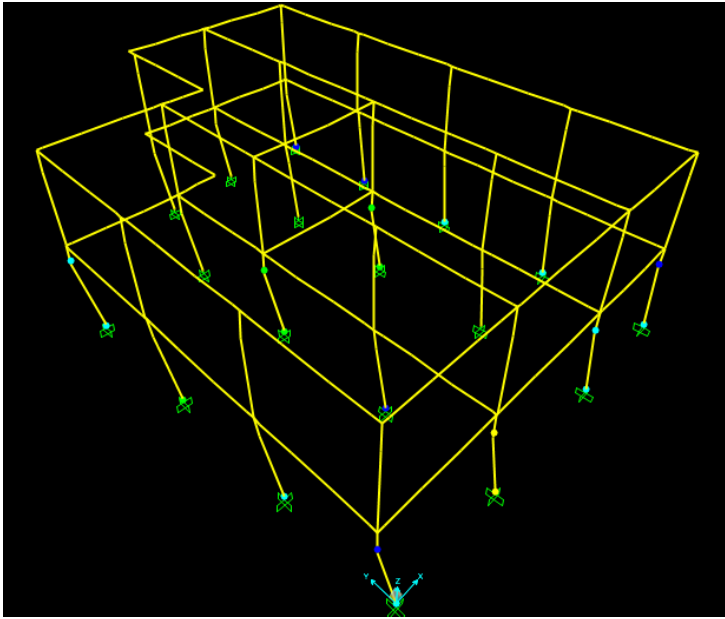
- PO_X+0.3Y



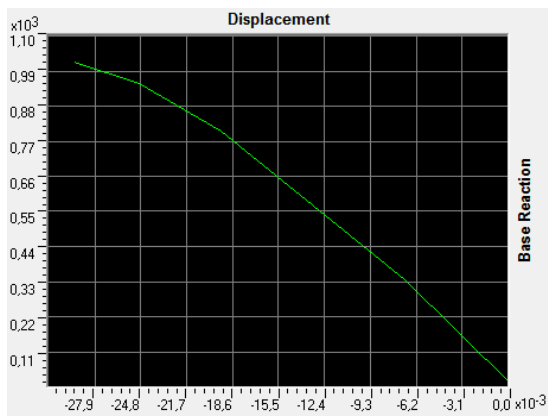
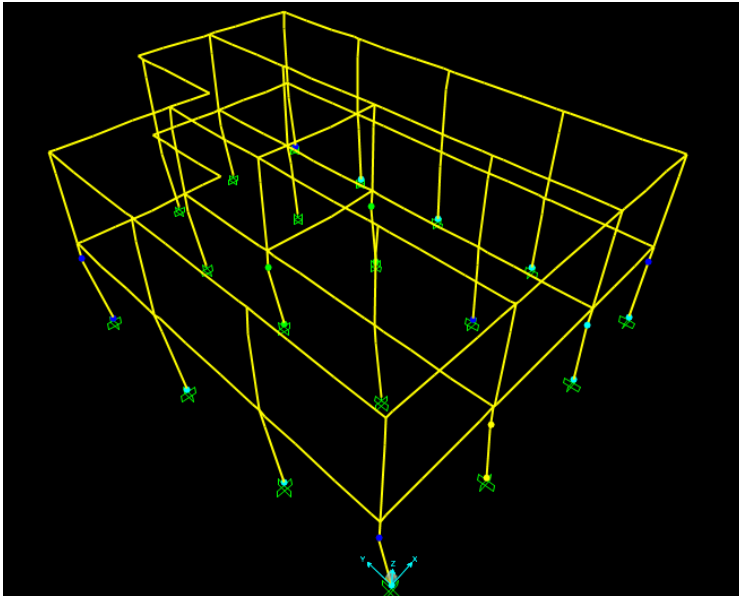
- PO_X-0.3Y



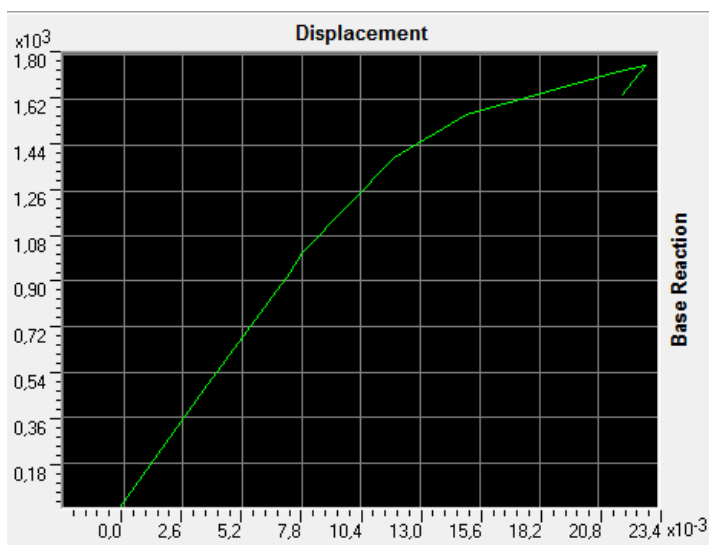
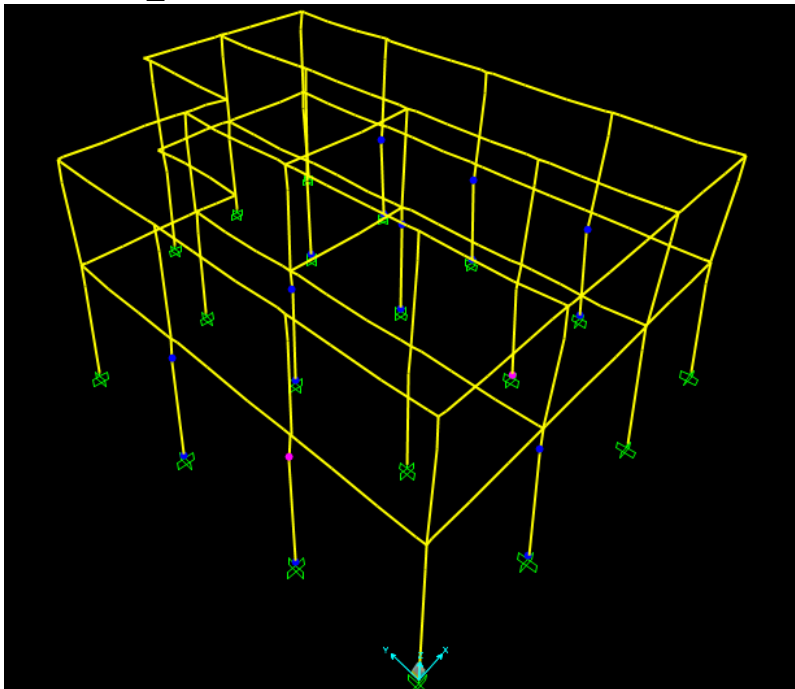
- PO_-X+0.3Y



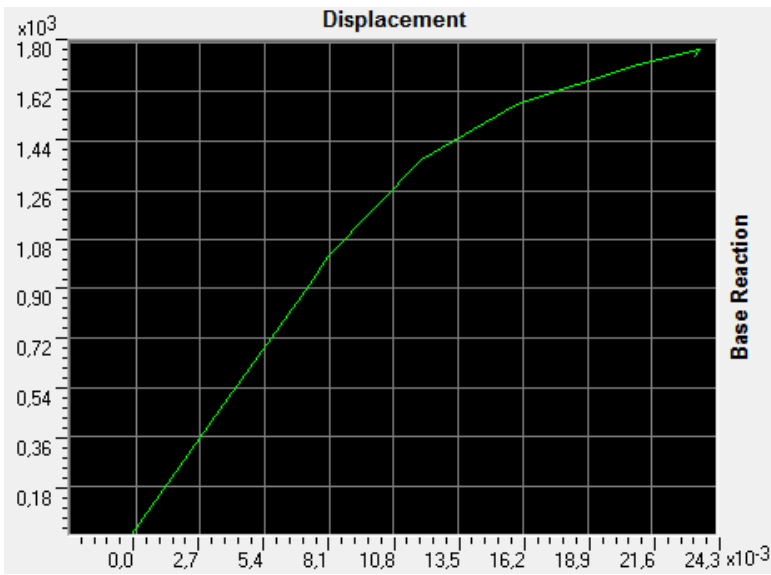
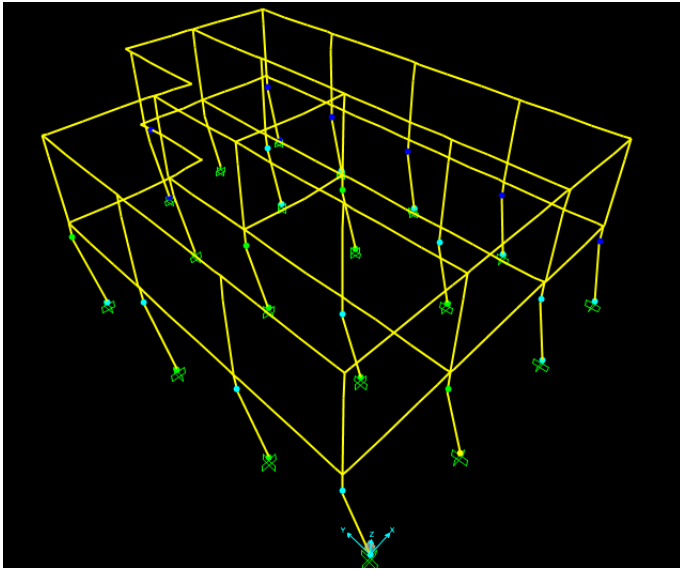
- PO_-X-0.3Y



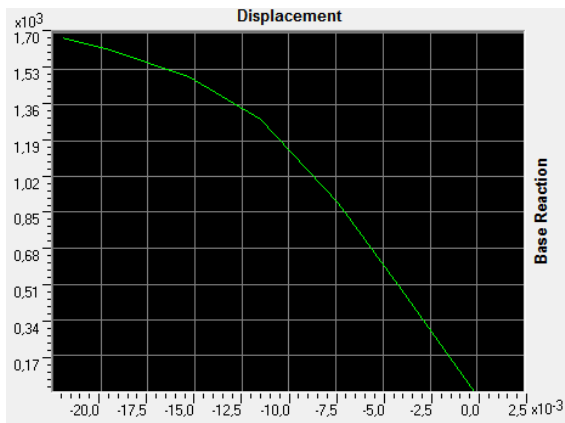
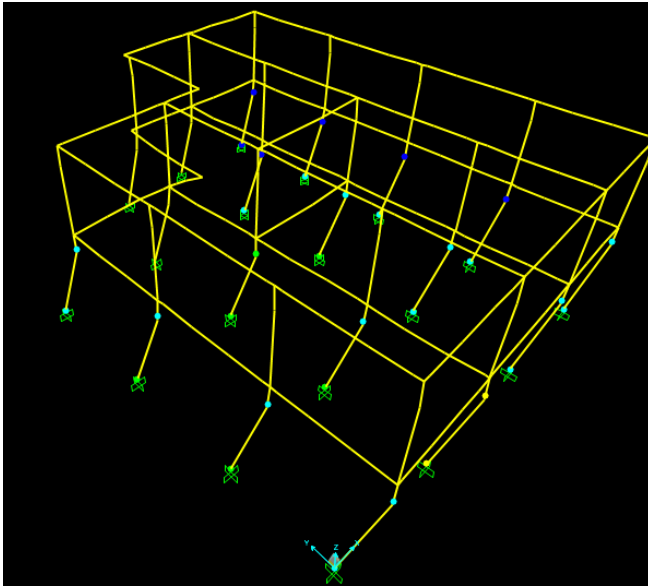
- PO_Y+0.3X



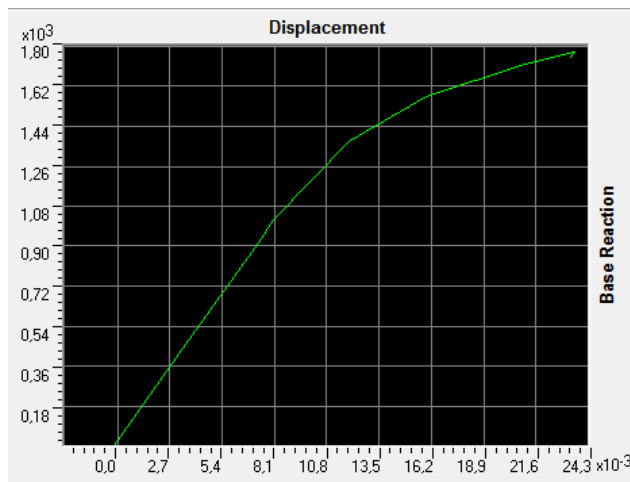
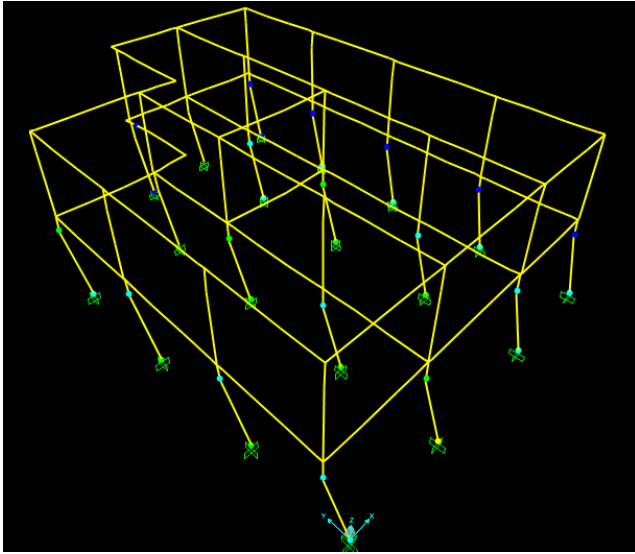
- PO_Y-0.3X



- PO_{-Y+0.3X}

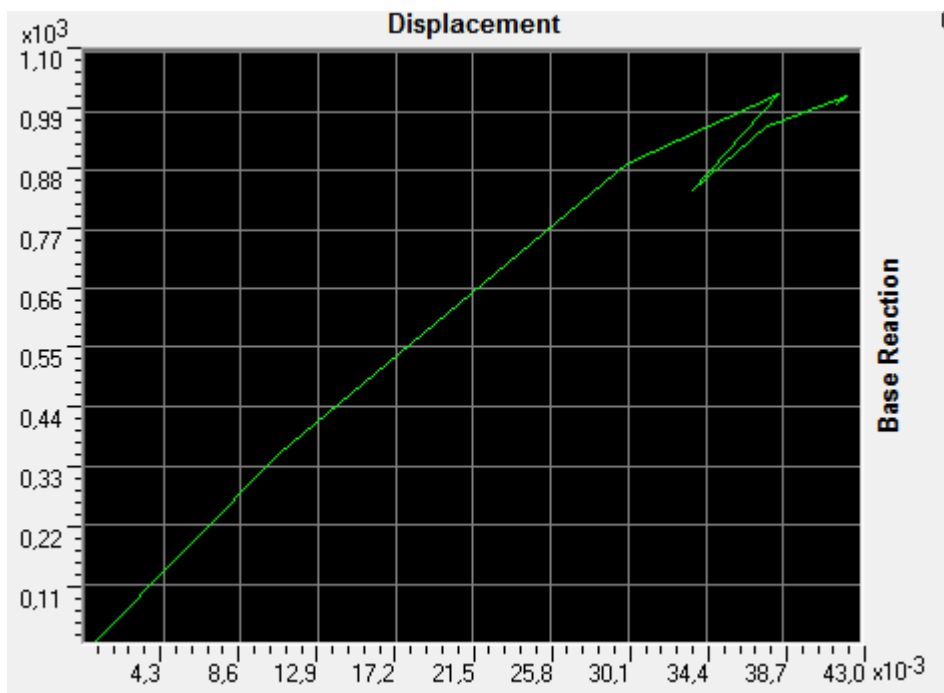
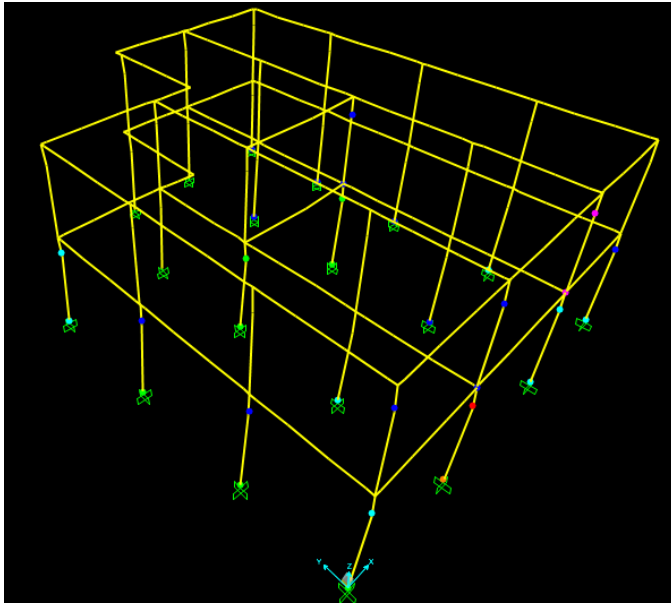


- PO_-Y-0.3X

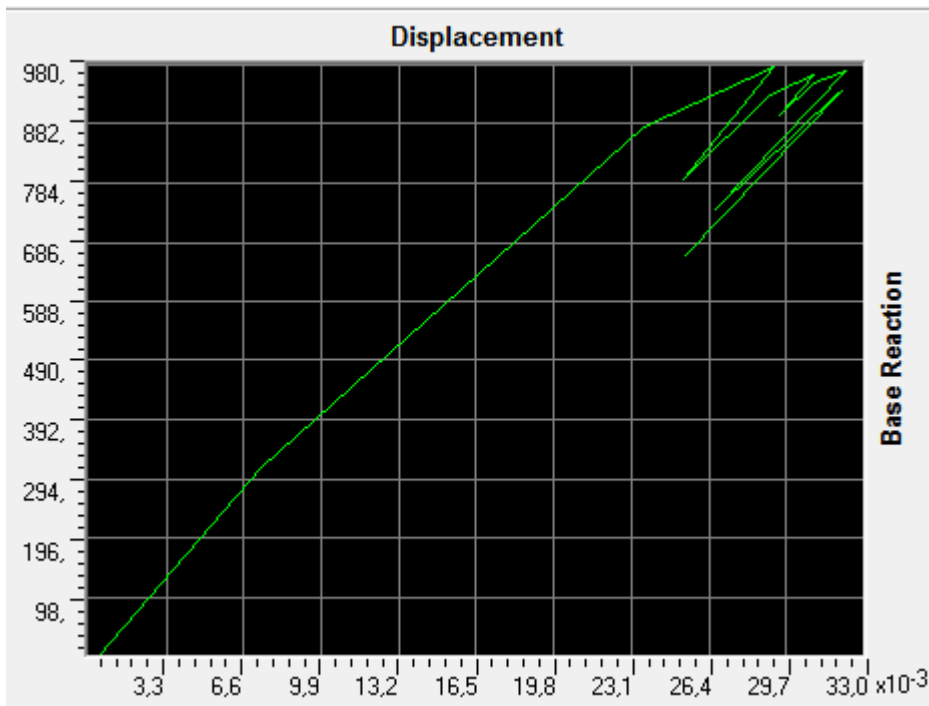
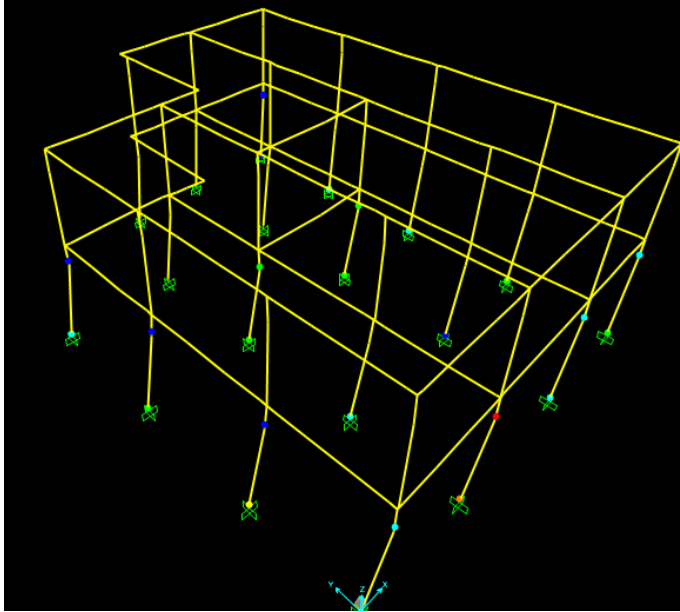


7.3.4.2. Σεισμός Σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8

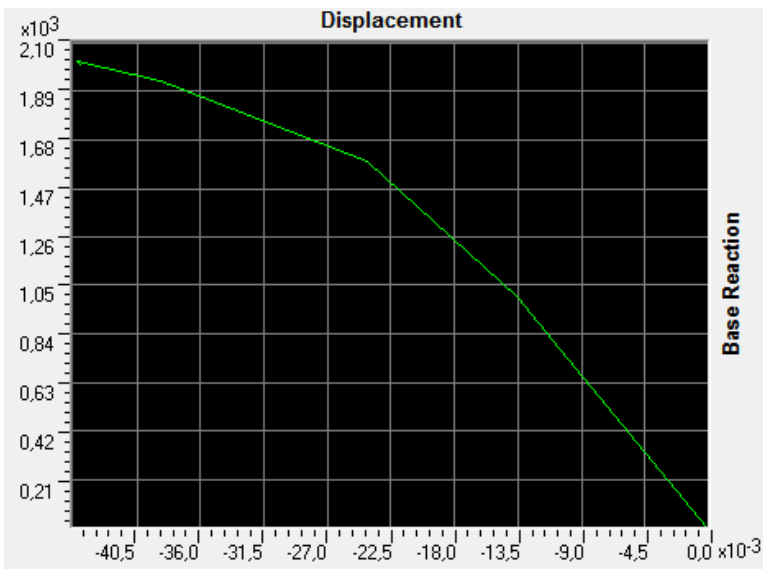
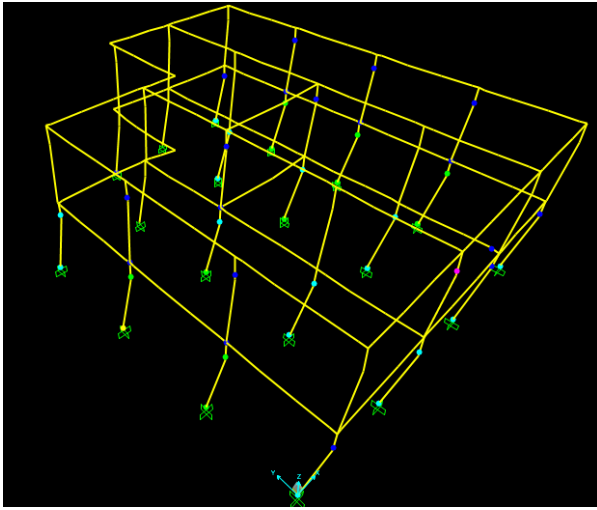
- PI_-X+0.3Y



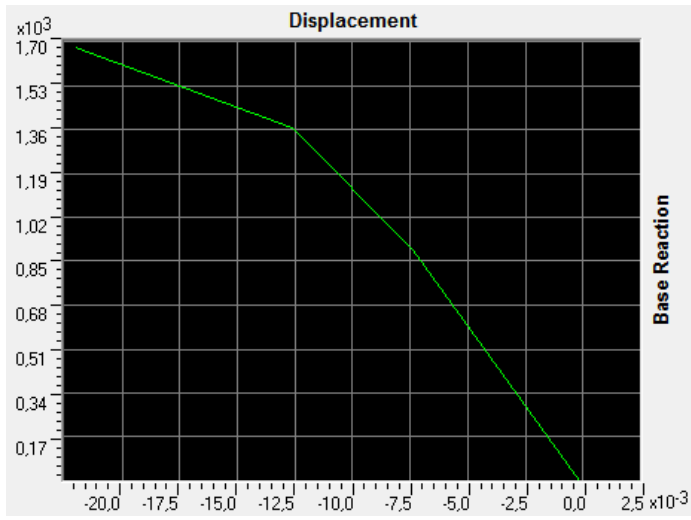
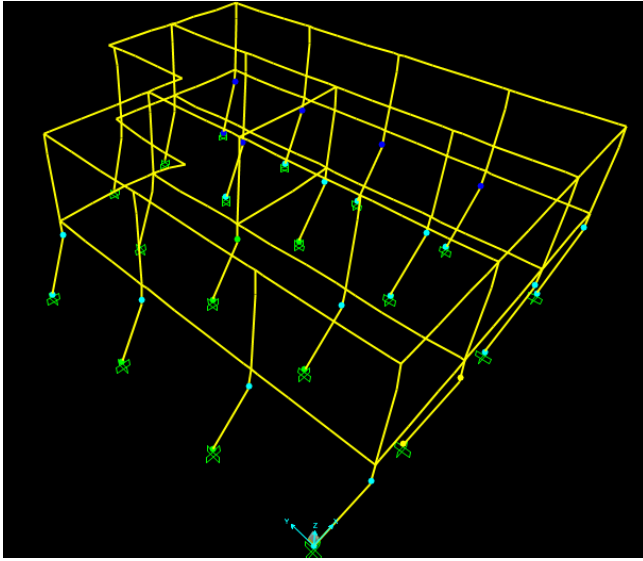
- PO_X-0.3Y






















- PI_Y-0.3X






















- PO_{-Y+0.3X}






















ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7:

Υποστυλώματα ισογείου κάμψη περί γ-γ													
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	Nsd (kN)	Ηοροφ	θγ	θum	θ _{umpl} =θ _u -θ _γ	VRd,c (KN)	K ^x _{eff}	Keff/EI
1	K18	 30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	248,205	3,25	0,008764	0,015295	0,00653156	58,853	5033,62	0,2208
2	K19	 60 x 20	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	298,485	3,25	0,006499	0,016514	0,01001428	51,224	13877,2	0,1522
3	K20	 20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	302,535	3,25	0,012647	0,014733	0,0020858	59,57	2253,87	0,2224
4	K21	 30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	253,715	3,25	0,008779	0,015237	0,00645872	58,853	5054,76	0,2217
5	K22	 30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	515,175	3,25	0,008683	0,012723	0,00403943	58,853	6874,48	0,3015
6	K23	 20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	492,815	3,25	0,012225	0,012921	0,00069596	59,57	2955,8	0,2917
7	K24	 20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	451,115	3,25	0,012654	0,013298	0,00064325	59,57	2843,5	0,2806
8	K25	 30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	519,035	3,25	0,008658	0,012689	0,00403084	58,853	6894,97	0,3024
9	K26	 30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	586,505	3,25	0,008234	0,012112	0,00387787	58,853	7263,19	0,3186
10	K27	 20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	542,325	3,25	0,011739	0,012487	0,00074763	59,57	3095,16	0,3055
11	K28	 20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	523,345	3,25	0,011922	0,012651	0,00072922	59,57	3040,99	0,3001
12	K29	 30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	550,485	3,25	0,008457	0,012417	0,00396022	58,853	7064,31	0,3099
13	K30	 30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	267,445	3,25	0,008786	0,014194	0,00540718	44,251	4103,19	0,2400
14	K31	 50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	410,235	3,25	0,00703	0,016179	0,009149	61,884	11945	0,1509
15	K32	 20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	501,825	3,25	0,012134	0,012841	0,00070624	59,57	2980,69	0,2942
16	K33	 30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	578,525	3,25	0,008283	0,012179	0,00389625	58,853	7218,7	0,3166
17	K34	 50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	316,385	3,25	0,006814	0,015244	0,00842962	61,884	10261,2	0,1296
18	K35	 30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	277,375	3,25	0,008409	0,01572	0,00731111	44,251	4470,99	0,2615
19	K36	 20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	181,725	3,25	0,012725	0,020373	0,00764722	90,154	2954,93	0,1750

SF	=	1	0 degrees					
			Rotation/SF			Acceptance Criteria (Plastic Deformation /SF)		
			C	D	E	diate Occu	Life Safety	Collapse Prevention
α/α			$\theta_{upl}=\theta_u-\theta_y$	θ_{upl}	$1,5*\theta_{upl}$	$A=\theta_y$	$B=0,5*(\theta_u-\theta_y)/1,5$	$\Gamma=\theta_u/1,5$
1	K18		0,0137	0,0137	0,0206	0	0,00458026	0,009160519
2	K19		0,0060	0,0060	0,0090	0	0,001990749	0,003981497
3	K20		0,0143	0,0143	0,0214	0	0,004765186	0,009530372
4	K21		0,0136	0,0136	0,0205	0	0,004548805	0,00909761
5	K22		0,0109	0,0109	0,0163	0	0,003624815	0,007249631
6	K23		0,0117	0,0117	0,0176	0	0,003910732	0,007821464
7	K24		0,0121	0,0121	0,0181	0	0,00402941	0,008058819
8	K25		0,0108	0,0108	0,0163	0	0,003615205	0,007230411
9	K26		0,0103	0,0103	0,0155	0	0,00344966	0,00689932
10	K27		0,0113	0,0113	0,0170	0	0,003772963	0,007545927
11	K28		0,0115	0,0115	0,0172	0	0,003825385	0,00765077
12	K29		0,0106	0,0106	0,0159	0	0,003537473	0,007074946
13	K30		0,0091	0,0091	0,0137	0	0,003047444	0,006094888
14	K31		0,0116	0,0116	0,0173	0	0,00385325	0,0077065
15	K32		0,0117	0,0117	0,0175	0	0,003885411	0,007770823
16	K33		0,0104	0,0104	0,0156	0	0,003469004	0,006938009
17	K34		0,0129	0,0129	0,0193	0	0,004284837	0,008569673
18	K35		0,0091	0,0091	0,0136	0	0,003022125	0,00604425
19	K36		0,0251	0,0251	0,0377	0	0,00838038	0,016760761

ΚΑΜΨΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Χ

α/α	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	cm(//x)	cm(//y)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	Nsd (kN)	Ηοροφ	θy	θum	ρ _{υμπ} =θ _υ -θ	VRd,c (KN)	K _{eff}	I _x	E _{cl,el}	K _{eff} /EI	
1	K18	30 x 40	30	40	4Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	248,205	3,25	0,00785	0,017096	0,01374	53,334987	7079,06	0,0016	40530,19	0,174661
2	K19	60 x 20	60	20	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	298,485	3,25	0,01269	0,014774	0,00597	59,569519	2245,99	0,0004	10132,55	0,221661
3	K20	20 x 60	20	60	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	302,535	3,25	0,00651	0,016467	0,0143	51,224099	13921,2	0,0036	91192,93	0,152656
4	K21	30 x 40	30	40	4Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	253,715	3,25	0,00787	0,017031	0,01365	53,334987	7110,97	0,0016	40530,19	0,175449
5	K22	30 x 40	30	40	4Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	515,175	3,25	0,00709	0,014221	0,01087	53,334987	10997,6	0,0016	40530,19	0,271343
6	K23	20 x 60	20	60	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	492,815	3,25	0,00651	0,014442	0,01173	51,224099	18772	0,0036	91192,93	0,205849
7	K24	20 x 60	20	60	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	451,115	3,25	0,00669	0,014863	0,01209	51,224099	18293,3	0,0036	91192,93	0,2006
8	K25	30 x 40	30	40	4Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	519,035	3,25	0,00707	0,014183	0,01085	53,334987	11028,6	0,0016	40530,19	0,272109
9	K26	30 x 40	30	40	4Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	586,505	3,25	0,00675	0,013538	0,01035	53,334987	11584,4	0,0016	40530,19	0,28582
10	K27	20 x 60	20	60	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	542,325	3,25	0,00631	0,013957	0,01132	51,224099	19359,4	0,0036	91192,93	0,212291
11	K28	20 x 60	20	60	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	523,345	3,25	0,00639	0,014141	0,01148	51,224099	19132	0,0036	91192,93	0,209796
12	K29	30 x 40	30	40	4Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	550,485	3,25	0,00692	0,013879	0,01061	53,334987	11284,6	0,0016	40530,19	0,278426
13	K30	30 x 30	30	30	4Φ20	0,30	0,30	267,445	3,25	0,00879	0,014194	0,00914	44,250993	4103,19	0,00068	17098,67	0,239971
14	K31	50 x 30	50	30	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,50	410,235	3,25	0,00888	0,016179	0,01156	65,079131	5492,58	0,00113	28497,79	0,192737
15	K32	20 x 60	20	60	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	501,825	3,25	0,00647	0,014352	0,01166	51,224099	18877,4	0,0036	91192,93	0,207005
16	K33	30 x 40	30	40	4Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	578,525	3,25	0,00679	0,013613	0,01041	53,334987	11517,4	0,0016	40530,19	0,284169
17	K34	50 x 30	50	30	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,50	316,385	3,25	0,00867	0,017039	0,01285	65,079131	5127,22	0,00113	28497,79	0,179916
18	K35	30 x 30	30	30	4Φ20	0,30	0,30	277,375	3,25	0,0087	0,014065	0,00907	44,250993	4141,62	0,00068	17098,67	0,242219
19	K36	20 x 100	20	100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	181,725	3,25	0,00391	0,022999	0,02514	72,877578	48775,6	0,01667	422189,5	0,11553

SF	=	1	90 degrees					
			Rotation/SF			Acceptance Criteria (Plastic Deformation /SF)		
			C	D	E	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
α/α		$\theta_{upl}=\theta_u-\theta_y$	θ_{upl}	$1,5*\theta_{upl}$	$A=\theta_y$	$B=0,5*(\theta_u-\theta_y)/1,5$	$\Gamma=\theta_u/1,5$	
1	K18		0,00653156	0,006532	0,009797	0	0,002177187	0,004354375
2	K19		0,01001428	0,010014	0,015021	0	0,003338094	0,006676187
3	K20		0,0020858	0,002086	0,003129	0	0,000695265	0,001390531
4	K21		0,00645872	0,006459	0,009688	0	0,002152908	0,004305816
5	K22		0,00403943	0,004039	0,006059	0	0,001346475	0,00269295
6	K23		0,00069596	0,000696	0,001044	0	0,000231986	0,000463971
7	K24		0,00064325	0,000643	0,000965	0	0,000214417	0,000428834
8	K25		0,00403084	0,004031	0,006046	0	0,001343613	0,002687227
9	K26		0,00387787	0,003878	0,005817	0	0,001292624	0,002585248
10	K27		0,00074763	0,000748	0,001121	0	0,000249211	0,000498423
11	K28		0,00072922	0,000729	0,001094	0	0,000243073	0,000486146
12	K29		0,00396022	0,00396	0,00594	0	0,001320074	0,002640148
13	K30		0,00540718	0,005407	0,008111	0	0,001802392	0,003604785
14	K31		0,009149	0,009149	0,013723	0	0,003049666	0,006099333
15	K32		0,00070624	0,000706	0,001059	0	0,000235414	0,000470827
16	K33		0,00389625	0,003896	0,005844	0	0,001298751	0,002597501
17	K34		0,00842962	0,00843	0,012644	0	0,002809874	0,005619747
18	K35		0,00731111	0,007311	0,010967	0	0,002437038	0,004874075
19	K36		0,00764722	0,007647	0,011471	0	0,002549073	0,005098146

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΟΡΟΦΟΥ													
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	Nsd (kN)	Ηοροφ	θ _γ	θ _{um}	VRd,c (KN)	K ^x _{eff}	K _{eff} /EI
1	K18		30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	248,205	3,25	0,008463	0,018956	58,853118	4811,68	0,2111
2	K19		60 x 20	4Φ20 + 2Φ16	0,60	0,20	298,485	3,25	0,006418	0,020634	51,224099	12971,14	0,1422
3	K20		20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	302,535	3,25	0,012132	0,017937	59,569519	2168,848	0,2140
4	K21		30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	253,715	3,25	0,008477	0,018877	58,853118	4832,018	0,2119
5	K22		30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	515,175	3,25	0,008414	0,015449	58,853118	6657,88	0,2920
6	K23		20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	492,815	3,25	0,01179	0,015371	59,569519	2876,15	0,2839
7	K24		20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	451,115	3,25	0,012202	0,0159	59,569519	2767,576	0,2731
8	K25		30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	519,035	3,25	0,00839	0,015403	58,853118	6677,491	0,2929
9	K26		30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	586,505	3,25	0,007984	0,014627	58,853118	7029,702	0,3083
10	K27		20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	542,325	3,25	0,011325	0,014765	59,569519	3010,823	0,2971
11	K28		20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	523,345	3,25	0,011501	0,014994	59,569519	2958,482	0,2920
12	K29		30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	550,485	3,25	0,008197	0,015036	58,853118	6839,515	0,3000
13	K30		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	267,445	3,25	0,008484	0,017445	44,250993	3922,43	0,2294
14	K31		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	410,235	3,25	0,006901	0,020143	61,884425	11232,39	0,1419
15	K32		20 x 60	4Φ20 + 2Φ16	0,20	0,60	501,825	3,25	0,011704	0,015259	59,569519	2900,204	0,2862
16	K33		30 x 40	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	578,525	3,25	0,008031	0,014717	58,853118	6987,166	0,3065
17	K34		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	316,385	3,25	0,006694	0,019042	61,884425	9642,112	0,1218
18	K35		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	277,375	3,25	0,008126	0,019303	44,250993	4271,01	0,2498
19	K36		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	181,725	3,25	0,012195	0,025395	90,154374	2846,206	0,1685

Υποστυλώματα Α' ορόφου								
SF	=	1	90 degrees					
			Rotation/SF			Acceptance Criteria (Plastic Deformation /SF)		
			C	D	E	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
α/α			$\theta_{upl}=\theta_u-\theta_y$	θ_{upl}	$1,5*\theta_{upl}$	$A=\theta_y$	$B=0,5*(\theta_u-\theta_y)/1,5$	$\Gamma=\theta_u/1,5$
1	K18		0,01049362	0,010494	0,01574	0	0,003497873	0,006995745
2	K19		0,014216	0,014216	0,021324	0	0,004738665	0,009477331
3	K20		0,00580518	0,005805	0,008708	0	0,001935058	0,003870117
4	K21		0,01039965	0,0104	0,015599	0	0,003466551	0,006933103
5	K22		0,00703463	0,007035	0,010552	0	0,002344878	0,004689756
6	K23		0,00358045	0,00358	0,005371	0	0,001193482	0,002386965
7	K24		0,0036981	0,003698	0,005547	0	0,001232699	0,002465398
8	K25		0,00701316	0,007013	0,01052	0	0,002337721	0,004675443
9	K26		0,00664282	0,006643	0,009964	0	0,002214274	0,004428549
10	K27		0,00343987	0,00344	0,00516	0	0,001146624	0,002293247
11	K28		0,0034939	0,003494	0,005241	0	0,001164634	0,002329268
12	K29		0,0068394	0,006839	0,010259	0	0,002279798	0,004559597
13	K30		0,0089611	0,008961	0,013442	0	0,002987032	0,005974064
14	K31		0,01324246	0,013242	0,019864	0	0,004414152	0,008828305
15	K32		0,00355495	0,003555	0,005332	0	0,001184983	0,002369965
16	K33		0,00668615	0,006686	0,010029	0	0,002228718	0,004457436
17	K34		0,01234808	0,012348	0,018522	0	0,004116026	0,008232052
18	K35		0,01117654	0,011177	0,016765	0	0,003725513	0,007451026
19	K36		0,0131993	0,013199	0,019799	0	0,004399768	0,008799536

Υποστυλώματα Α' ορόφου								
Κάμψη κατά τον 3 / περί τον 2 (όπου 2=X & 3=Y)								
SF	=	1	0 degrees					
			Rotation/SF			Acceptance Criteria (Plastic Deformation /SF)		
			C	D	E	Immediate Occupa	Life Safety	Collapse Prevention
α/α			$\theta_{upl}=\theta_u-\theta_y$	θ_{upl}	$1,5*\theta_{upl}$	$A=\theta_y$	$B=0,5*(\theta_u-\theta_y)/1,5$	$\Gamma=\theta_u/1,5$
1	K18		0,01363586	0,013636	0,020454	0	0,004545286	0,009090571
2	K19		0,00582367	0,005824	0,008736	0	0,001941223	0,003882446
3	K20		0,01414946	0,014149	0,021224	0	0,004716486	0,009432971
4	K21		0,01353661	0,013537	0,020305	0	0,004512204	0,009024409
5	K22		0,01055138	0,010551	0,015827	0	0,003517126	0,007034252
6	K23		0,01150839	0,011508	0,017263	0	0,003836129	0,007672257
7	K24		0,01188904	0,011889	0,017834	0	0,003963013	0,007926027
8	K25		0,01051934	0,010519	0,015779	0	0,003506446	0,007012892
9	K26		0,00996985	0,00997	0,014955	0	0,003323285	0,00664657
10	K27		0,01106793	0,011068	0,016602	0	0,003689309	0,007378617
11	K28		0,01123534	0,011235	0,016853	0	0,003745113	0,007490227
12	K29		0,01026075	0,010261	0,015391	0	0,00342025	0,006840499
13	K30		0,0089611	0,008961	0,013442	0	0,002987032	0,005974064
14	K31		0,01135872	0,011359	0,017038	0	0,003786239	0,007572479
15	K32		0,01142732	0,011427	0,017141	0	0,003809106	0,007618211
16	K33		0,01003382	0,010034	0,015051	0	0,003344608	0,006689216
17	K34		0,01273727	0,012737	0,019106	0	0,004245755	0,00849151
18	K35		0,00886768	0,008868	0,013302	0	0,002955894	0,005911787
19	K36		0,02516199	0,025162	0,037743	0	0,008387329	0,016774659

Απομειωμένες δυσκαμψίες διατομών (Property Modifiers I3)							
Υποστυλώματα α ορόφου κάμψη περί γ-γ							
α/α			K_{eff}^x	I_y	$E_c I_{el}$	Keff/EI	Keff/EI
1	K18	30 x 40	4811,68046	0,0009	22798,2329	0,21105497	0,211
2	K19	60 x 20	12971,1403	0,0036	91192,9314	0,14223844	0,142
3	K20	20 x 60	2168,84765	0,0004	10132,5479	0,21404761	0,214
4	K21	30 x 40	4832,01806	0,0009	22798,2329	0,21194704	0,212
5	K22	30 x 40	6657,87994	0,0009	22798,2329	0,29203491	0,292
6	K23	20 x 60	2876,15041	0,0004	10132,5479	0,28385263	0,284
7	K24	20 x 60	2767,57622	0,0004	10132,5479	0,27313724	0,273
8	K25	30 x 40	6677,49051	0,0009	22798,2329	0,29289509	0,293
9	K26	30 x 40	7029,70182	0,0009	22798,2329	0,30834415	0,308
10	K27	20 x 60	3010,82341	0,0004	10132,5479	0,29714376	0,297
11	K28	20 x 60	2958,48179	0,0004	10132,5479	0,29197807	0,292
12	K29	30 x 40	6839,51506	0,0009	22798,2329	0,30000198	0,300
13	K30	30 x 30	3922,43009	0,000675	17098,6746	0,22939966	0,229
14	K31	50 x 30	11232,3923	0,003125	79160,5307	0,14189385	0,142
15	K32	20 x 60	2900,20398	0,0004	10132,5479	0,28622652	0,286
16	K33	30 x 40	6987,16577	0,0009	22798,2329	0,30647839	0,306
17	K34	50 x 30	9642,1124	0,003125	79160,5307	0,12180454	0,122
18	K35	30 x 30	4271,0104	0,000675	17098,6746	0,24978605	0,250
19	K36	20 x 100	2846,20604	0,00066667	16887,5799	0,16853842	0,169

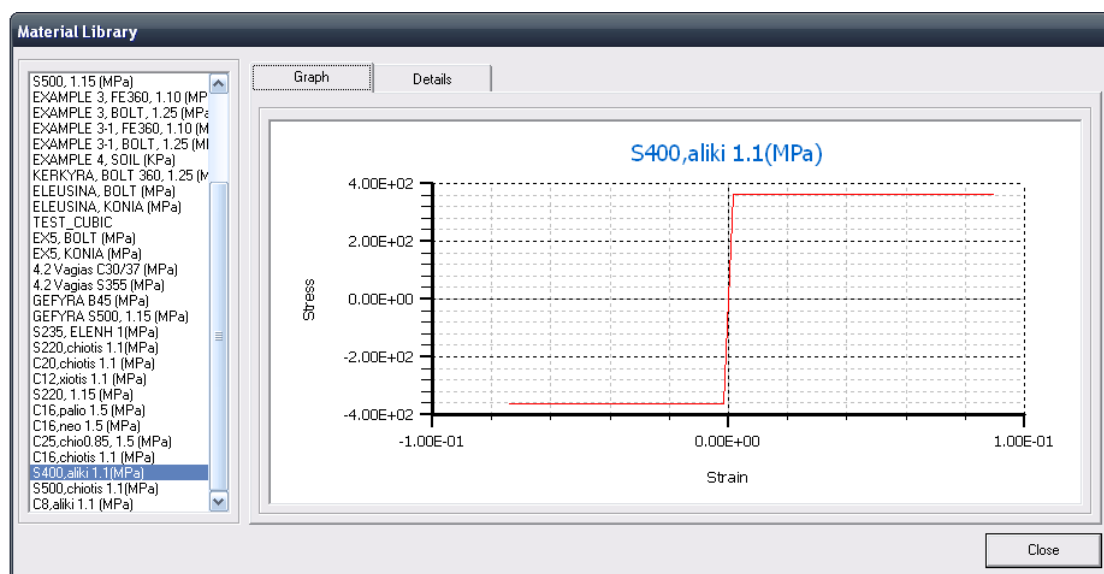
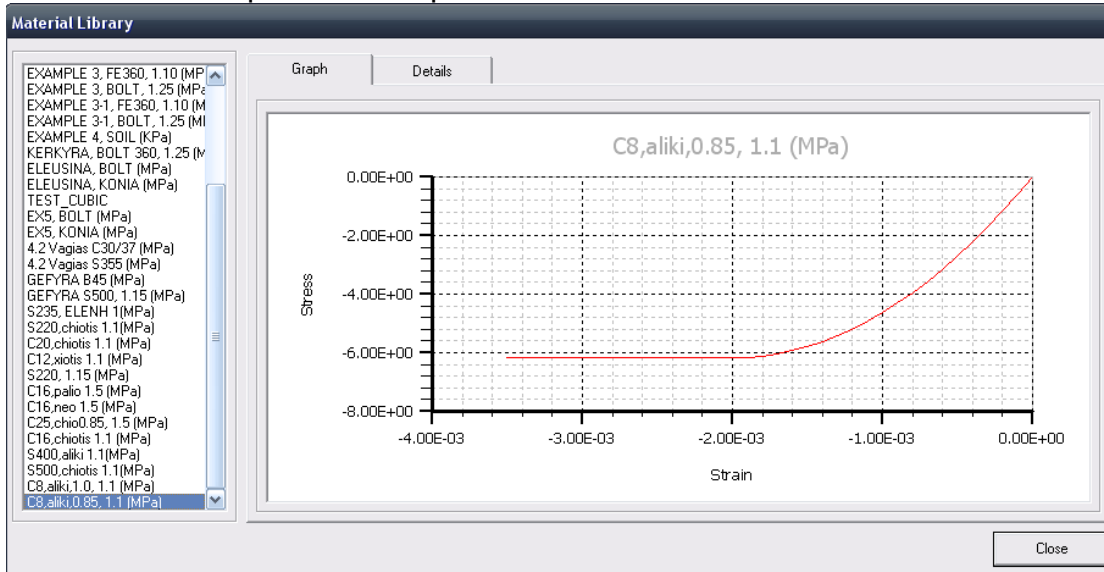
Απομειωμένες δυσκαμψίες διατομών (Property Modifiers I2)							
Υποστυλώματα α ορόφου κάμψη περί χ-χ							
α/α			K_{eff}^Y	IX	$E_c I_{el}$	Keff/EI	Keff/EI
1	K18	30 x 40	6698,93991	0,0016	40530,1917	0,16528271	0,165
2	K19	60 x 20	2161,33148	0,0004	10132,5479	0,21330582	0,213
3	K20	20 x 60	13012,547	0,0036	91192,9314	0,1426925	0,143
4	K21	30 x 40	6729,33221	0,0016	40530,1917	0,16603258	0,166
5	K22	30 x 40	10600,6352	0,0016	40530,1917	0,2615491	0,262
6	K23	20 x 60	17890,688	0,0036	91192,9314	0,19618503	0,196
7	K24	20 x 60	17443,5715	0,0036	91192,9314	0,19128206	0,191
8	K25	30 x 40	10630,067	0,0016	40530,1917	0,26227527	0,262
9	K26	30 x 40	11156,8726	0,0016	40530,1917	0,27527313	0,275
10	K27	20 x 60	18439,0531	0,0036	91192,9314	0,20219827	0,202
11	K28	20 x 60	18226,7604	0,0036	91192,9314	0,19987032	0,200
12	K29	30 x 40	10872,8343	0,0016	40530,1917	0,26826506	0,268
13	K30	30 x 30	3922,43009	0,000675	17098,6746	0,22939966	0,229
14	K31	50 x 30	5251,45906	0,001125	28497,7911	0,184276	0,184
15	K32	20 x 60	17989,1419	0,0036	91192,9314	0,19726465	0,197
16	K33	30 x 40	11093,434	0,0016	40530,1917	0,27370791	0,274
17	K34	50 x 30	4900,29389	0,001125	28497,7911	0,17195346	0,172
18	K35	30 x 30	3958,54046	0,000675	17098,6746	0,23151154	0,232
19	K36	20 x 100	46064,2887	0,01666667	422189,497	0,10910809	0,109

Απομείωση δυσκαμψιών στα δοκάρια ισογείου & ορόφου (I3)								
α/α	ΟΝΟΜ Α	Στηρίξεις		Για τις δύο φορές	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (πλάτος x ύψος)	K _{eff}	K _{eff} /EI	K _{eff} /E _{cl} el (μέσο)
1	Δ1	K30	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X65	19258,66	0,166103445	0,247
				M _{Rd} ⁻		39436,71	0,340136458	
		K31	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		21313,51	0,11910926	
				M _{Rd} ⁻		65223,65	0,364498465	
2	Δ2	K27	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X70	26909,82	0,11519323	0,164
				M _{Rd} ⁻		46729,73	0,200036601	
		K31	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		24661,68	0,170292598	
				M _{Rd} ⁻		24661,68	0,170292598	
3	Δ3	K23	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X70	25417,52	0,108805125	0,134
				M _{Rd} ⁻		49600,99	0,212327651	
		K27	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		26615,55	0,113933542	
				M _{Rd} ⁻		23525,40	0,100705492	
4	Δ4	K19	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X65	54810,56	0,33237209	0,593
				M _{Rd} ⁻		139569,70	0,846352907	
		K20	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		54810,56	0,336089206	
				M _{Rd} ⁻		139569,70	0,855818177	
5	Δ5	K22	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X65	53798,18	0,285032466	0,394
				M _{Rd} ⁻		96565,51	0,511621514	
		K26	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		54550,90	0,281723188	
				M _{Rd} ⁻		96565,51	0,498703807	
6	Δ6	K26	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X65	55515,61	0,286705341	0,410
				M _{Rd} ⁻		100204,21	0,517495559	
		K30	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		48551,93	0,418761667	
				M _{Rd} ⁻		48551,93	0,418761667	
7	Δ7	K18	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X65	35754,51	0,308383579	0,409
				M _{Rd} ⁻		74658,21	0,643929025	
		K22	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		45735,49	0,242314868	
				M _{Rd} ⁻		82960,83	0,439541483	
8	Δ8	K18	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X65	38761,49	0,334318899	0,451
				M _{Rd} ⁻		80698,56	0,696027191	
		K19	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		47169,57	0,285949186	
				M _{Rd} ⁻		80698,56	0,489207072	
9	Δ9	K19	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X70	20283,88	0,140063268	0,139
				M _{Rd} ⁻		20283,88	0,140063268	
		K23	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		21854,72	0,093553825	
				M _{Rd} ⁻		42910,79	0,183688837	
10	Δ10	K20	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X70	21509,00	0,148522863	0,148
				M _{Rd} ⁻		21509,00	0,148522863	
		K24	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		23199,45	0,099310194	
				M _{Rd} ⁻		45443,43	0,194530325	
11	Δ11	K24	Αριστερά	M _{Rd} ⁺	20X70	24800,82	0,106188241	0,156
				M _{Rd} ⁻		48447,49	0,207434818	
		K28	Δεξιά	M _{Rd} ⁺		24884,38	0,105425452	
				M _{Rd} ⁻		48447,49	0,205253168	

12	Δ12	K28	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	24884,38	0,105425452	0,155
				M_{Rd}^-		48447,49	0,205253168	
		K32	Δεξιά	M_{Rd}^+		24944,61	0,104903796	
				M_{Rd}^-		48447,49	0,203744436	
13	Δ13	K32	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	25870,55	0,108797807	0,204
				M_{Rd}^-		50167,78	0,210979078	
		K34	Δεξιά	M_{Rd}^+		21577,47	0,148995701	
				M_{Rd}^-		50167,78	0,346416058	
14	Δ14	K36	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	16116,03	0,139001195	0,223
				M_{Rd}^-		33133,20	0,285774697	
		K34	Δεξιά	M_{Rd}^+		16992,89	0,098636099	
				M_{Rd}^-		63669,02	0,369569976	
15	Δ15	Δ16	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	73214,95	0,631480884	0,502
				M_{Rd}^-		46208,68	0,398551039	
		K36	Δεξιά	M_{Rd}^+		69437,76	0,598902526	
				M_{Rd}^-		44049,56	0,379928628	
16	Δ16	K31	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	14312,31	0,079983487	0,119
				M_{Rd}^-		44933,10	0,251105975	
		-	Δεξιά	M_{Rd}^+		16059,79	0,089749174	
				M_{Rd}^-		9625,47	0,053791374	
17	Δ17	K20	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	40516,97	0,248443285	0,465
				M_{Rd}^-		106093,93	0,650550341	
		K21	Δεξιά	M_{Rd}^+		36154,80	0,311836106	
				M_{Rd}^-		75463,78	0,650877041	
18	Δ18	K21	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	41325,58	0,356434184	0,355
				M_{Rd}^-		41325,58	0,356434184	
		K25	Δεξιά	M_{Rd}^+		46253,51	0,244960811	
				M_{Rd}^-		87027,86	0,460903727	
19	Δ19	K25	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	52925,96	0,280298439	0,404
				M_{Rd}^-		98686,78	0,522649942	
		K29	Δεξιά	M_{Rd}^+		53106,80	0,273978487	
				M_{Rd}^-		104720,28	0,540252976	
20	Δ20	K29	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	54908,77	0,283274914	0,417
				M_{Rd}^-		108003,71	0,557192201	
		K33	Δεξιά	M_{Rd}^+		55213,26	0,284845755	
				M_{Rd}^-		104919,68	0,541281684	
21	Δ21	K33	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	53746,14	0,277276845	0,406
				M_{Rd}^-		102331,99	0,527931741	
		K35	Δεξιά	M_{Rd}^+		47394,84	0,408781687	
				M_{Rd}^-		47394,84	0,408781687	

Μεθοδολογία κατασκευής διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης με τη χρήση του mybiacial και παρουσίασή του για κάθε υποστύλωμα

Για τα υποστυλώματα του ισογείου:



Material Library

Graph Details

Name: S400,aliki 1.1(MPa) Color: Change Color

Young's modulus: 200000

Yield strength: 363.636

Minimum strain: -.01

Reach of minimum strain means failure: True

Maximum strain: .01

Reach of minimum strain means failure: True

Stress - strain data:

#	Strain (%)	Stress (Y)	Next segment type
1	-.074	-363.636	1
2	-.026	-363.636	1
3	-.01	-363.636	1
4	-.00181818	-363.636	1
5	0	0	1
6	.00181818	363.636	1

Close

CLPolygon Properties

CLPolygon 1
 CLPolygon 2
 CLPolygon 3
 CLPolygon 4
 CLPolygon 5
 CLPolygon 6
 CLPolygon 7

Property	Value
Name	CLPolygon 1
Foreground Material	C8,aliki 1.1 (MPa)
Background Material	NONE
Area	120000
Centroid Y (UCS)	0
Centroid Z (UCS)	0
1st Moment YY (UCS)	0.043
1st Moment ZZ (UCS)	0
2nd Moment YY (UCS)	1600000000
2nd Moment ZZ (UCS)	900000000
2nd Moment ZY (UCS)	0
2nd Moment YY (Centroid)	1600000000
2nd Moment ZZ (Centroid)	900000000
2nd Moment YZ (Centroid)	0
Main CS Angle (CW Deg - Centroid)	0
Centroid Y (WCS)	1907.864
Centroid Z (WCS)	1581.338
1st Moment YY (WCS)	189760549.92
1st Moment ZZ (WCS)	228943636.8
2nd Moment YY (WCS)	301675552549.507
2nd Moment ZZ (WCS)	437693240260.086
2nd Moment YZ (WCS)	362037253498.773

OK Cancel

CLPolygon Properties ✖

Property	Value
Name	CLPolygon 2
Foreground Material	S400,aliki 1.1(MPa)
Background Material	C8,aliki 1.1 (MPa)
Area	314.159
Centroid Y (UCS)	-112
Centroid Z (UCS)	162
1st Moment YY (UCS)	50893.805
1st Moment ZZ (UCS)	-35185.84
2nd Moment YY (UCS)	8252650.403
2nd Moment ZZ (UCS)	3948668.105
2nd Moment ZY (UCS)	-5700106.155
2nd Moment YY (Centroid)	7853.982
2nd Moment ZZ (Centroid)	7853.982
2nd Moment YZ (Centroid)	0
Main CS Angle (CW Deg - Centroid)	0
Centroid Y (WCS)	1795.864
Centroid Z (WCS)	1743.338
1st Moment YY (WCS)	547686.138
1st Moment ZZ (WCS)	564187.592
2nd Moment YY (WCS)	954809863.814
2nd Moment ZZ (WCS)	1013211836.456
2nd Moment YZ (WCS)	983569620.732

CLPolygon Properties

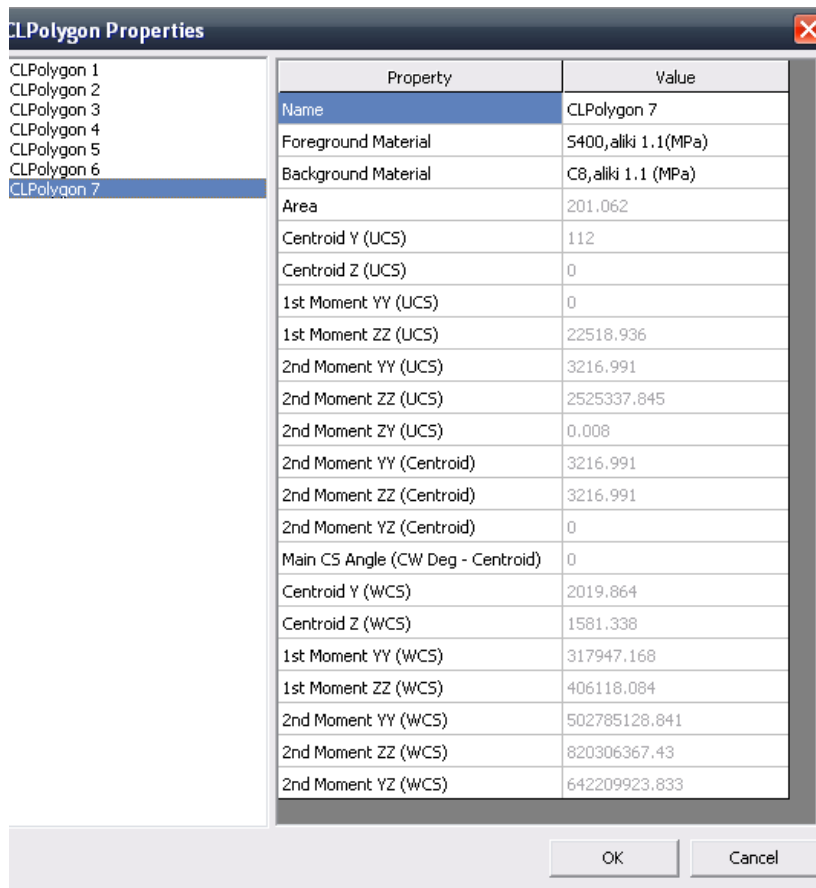
Property	Value
Name	CLPolygon 5
Foreground Material	S400,aliki 1.1(MPa)
Background Material	C8,aliki 1.1 (MPa)
Area	314.16
Centroid Y (UCS)	-112
Centroid Z (UCS)	-162
1st Moment YY (UCS)	-50893.804
1st Moment ZZ (UCS)	-35185.84
2nd Moment YY (UCS)	8252650.201
2nd Moment ZZ (UCS)	3948668.044
2nd Moment ZY (UCS)	5700106.041
2nd Moment YY (Centroid)	7853.982
2nd Moment ZZ (Centroid)	7853.982
2nd Moment YZ (Centroid)	0
Main CS Angle (CW Deg - Centroid)	0
Centroid Y (WCS)	1795.864
Centroid Z (WCS)	1419.338
1st Moment YY (WCS)	445898.526
1st Moment ZZ (WCS)	564187.669
2nd Moment YY (WCS)	632888539.036
2nd Moment ZZ (WCS)	1013211975.055
2nd Moment YZ (WCS)	800772950.488

OK Cancel

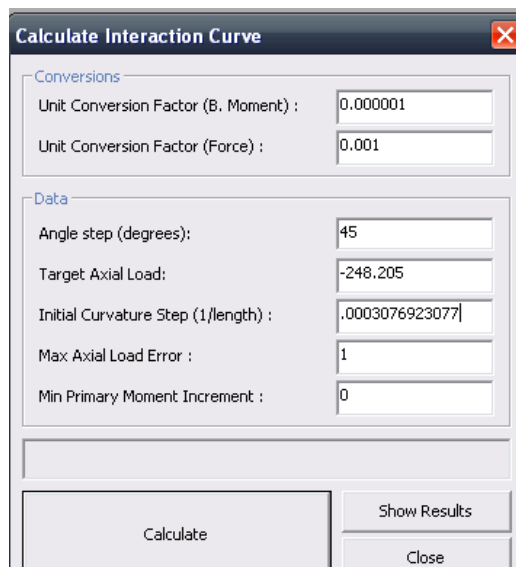
CLPolygon Properties

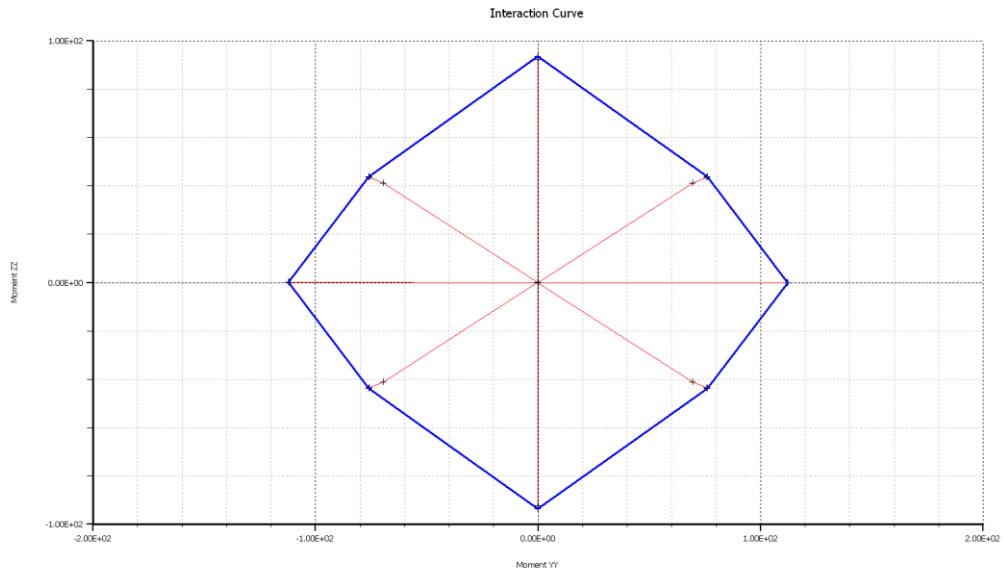
Property	Value
Name	CLPolygon 6
Foreground Material	S400,aliki 1.1(MPa)
Background Material	C8,aliki 1.1 (MPa)
Area	201.062
Centroid Y (UCS)	-112
Centroid Z (UCS)	0
1st Moment YY (UCS)	0
1st Moment ZZ (UCS)	-22518.936
2nd Moment YY (UCS)	3216.991
2nd Moment ZZ (UCS)	2525337.845
2nd Moment ZY (UCS)	-0.008
2nd Moment YY (Centroid)	3216.991
2nd Moment ZZ (Centroid)	3216.991
2nd Moment YZ (Centroid)	0
Main CS Angle (CW Deg - Centroid)	0
Centroid Y (WCS)	1795.864
Centroid Z (WCS)	1581.338
1st Moment YY (WCS)	317947.168
1st Moment ZZ (WCS)	361080.167
2nd Moment YY (WCS)	502785128.841
2nd Moment ZZ (WCS)	648453959.395
2nd Moment YZ (WCS)	570989758.229

OK Cancel



Για το υποστύλωμα K18:





Calculate Centroidal Axis ✖

Conversions

Unit Conversion Factor (Force) :

Data

Target Axial Load:

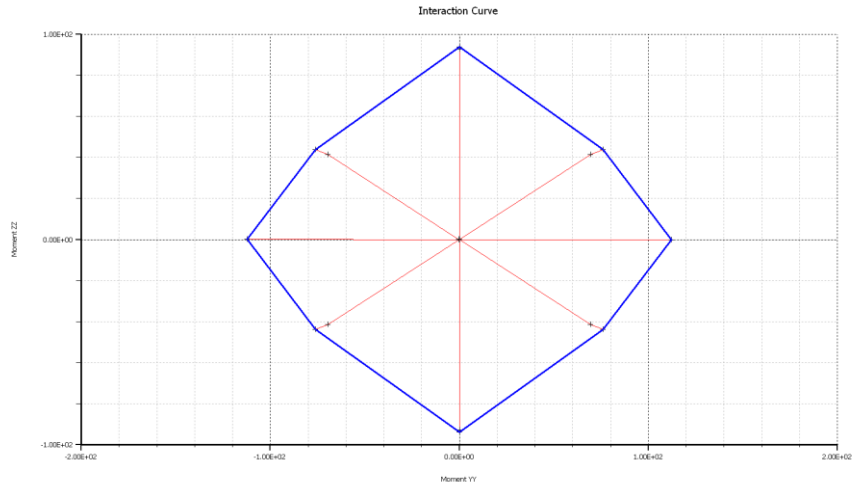
Max Axial Load Error :

Centroidal Axis

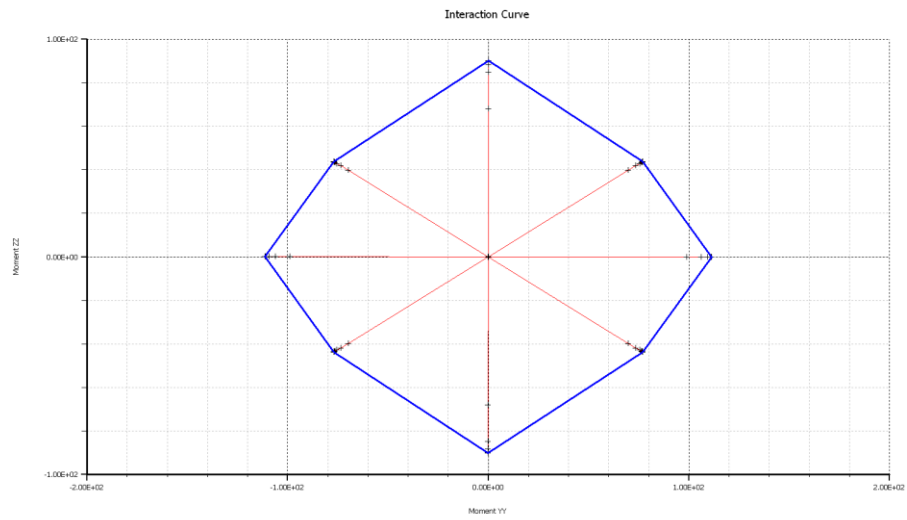
Y coordinate :

Z coordinate :

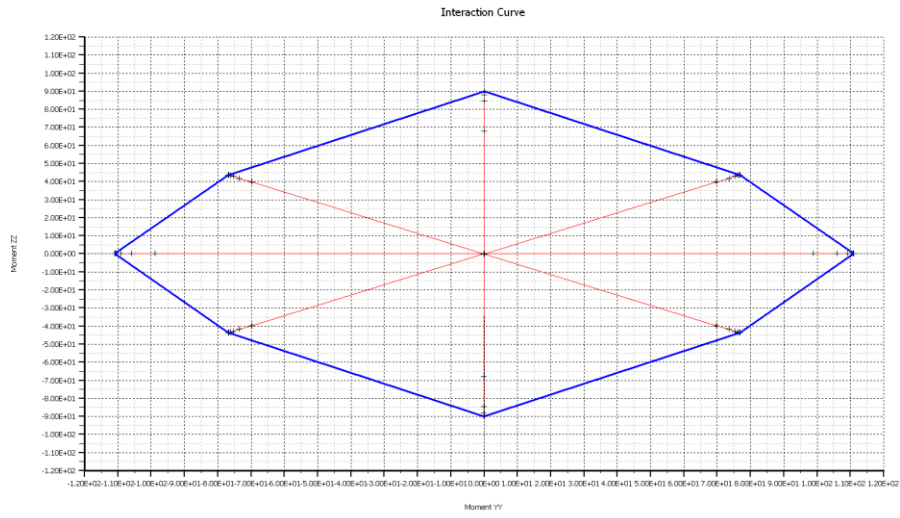
K21:



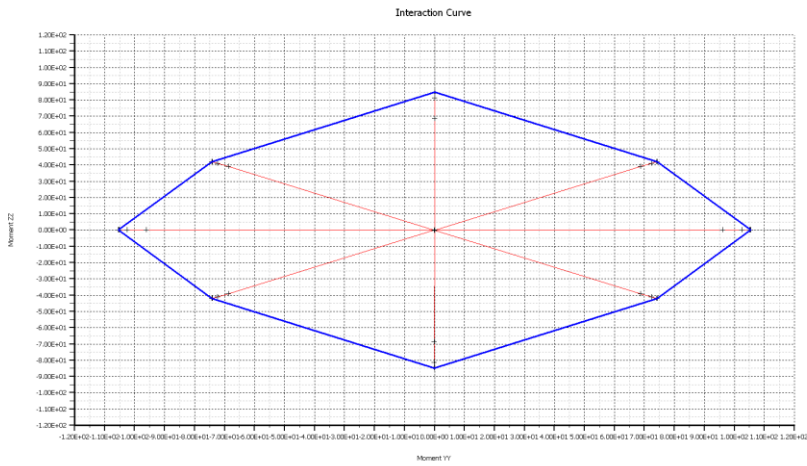
K22:



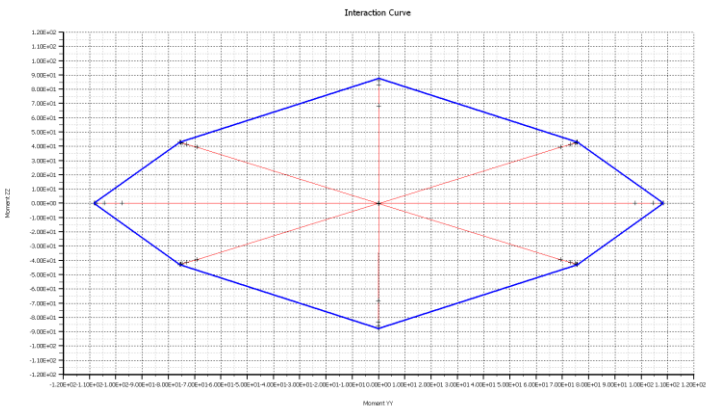
K25:



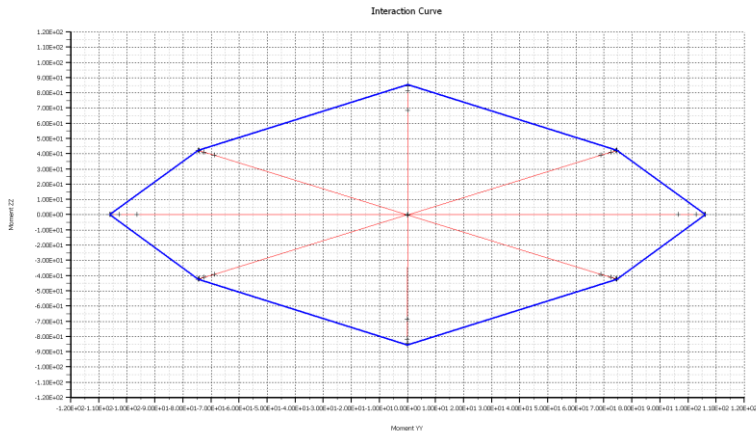
K26:



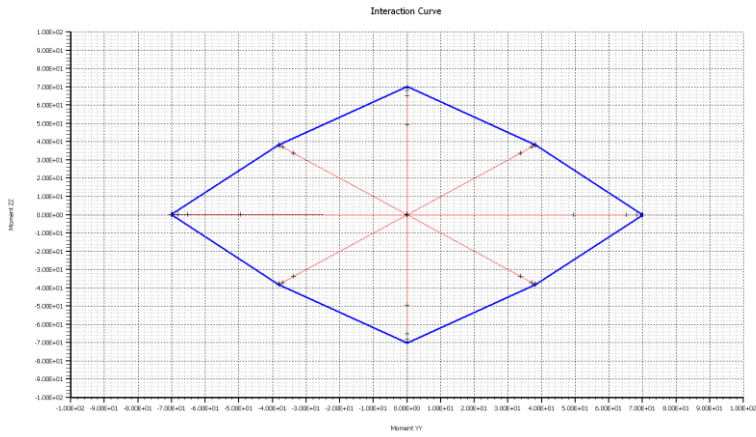
K29:



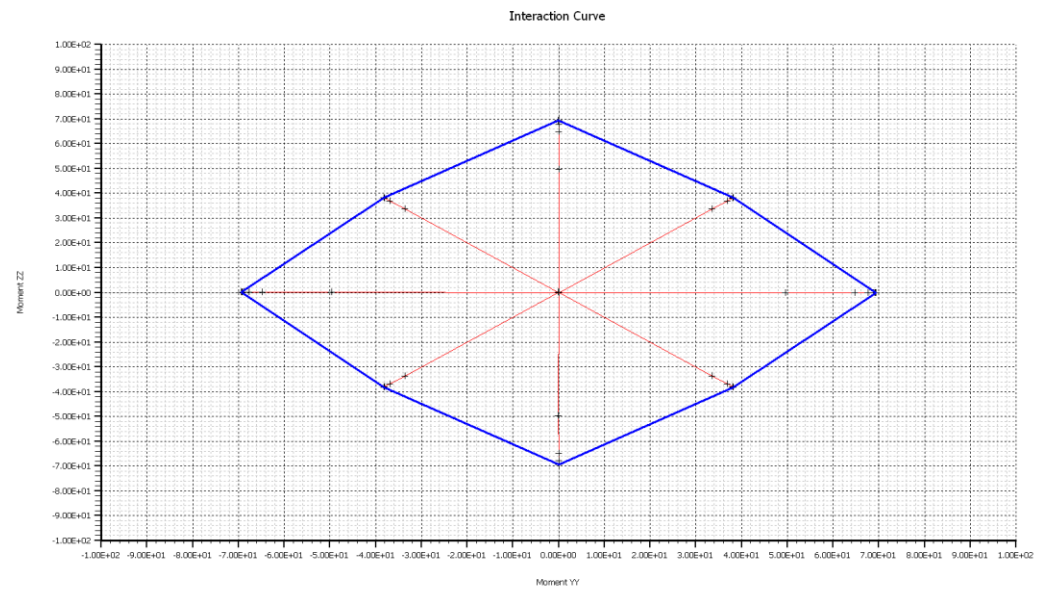
K33:



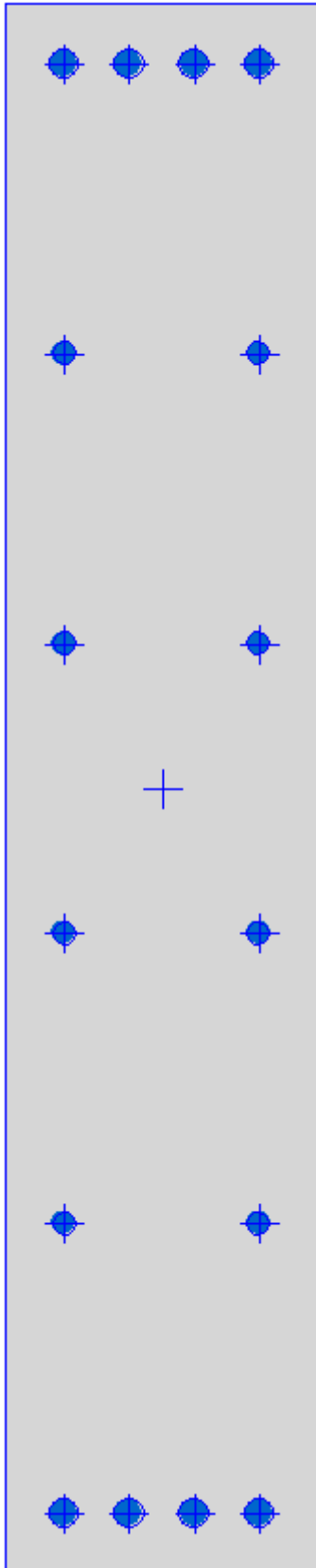
K30:

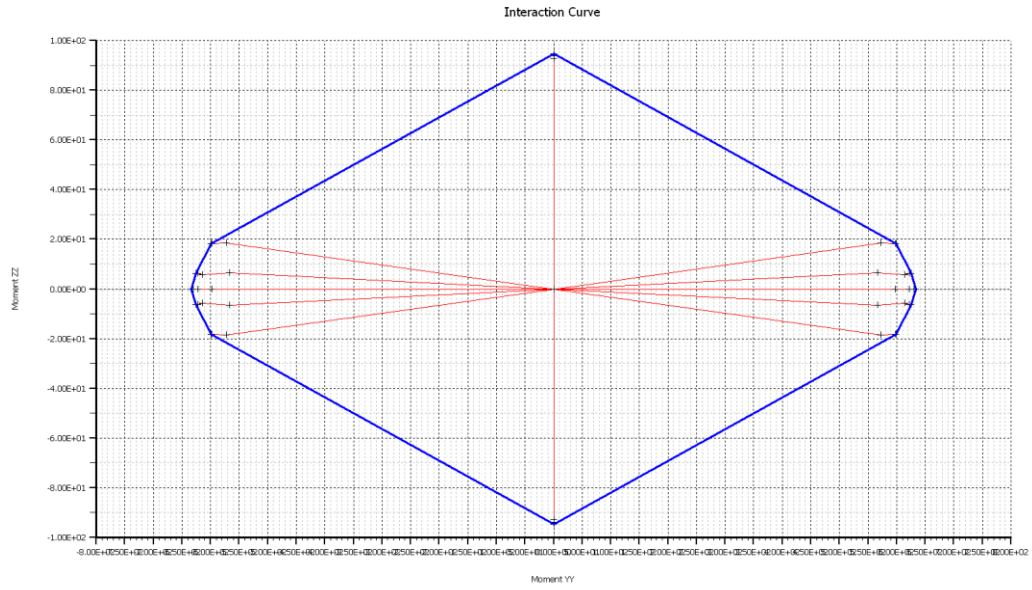


K35:

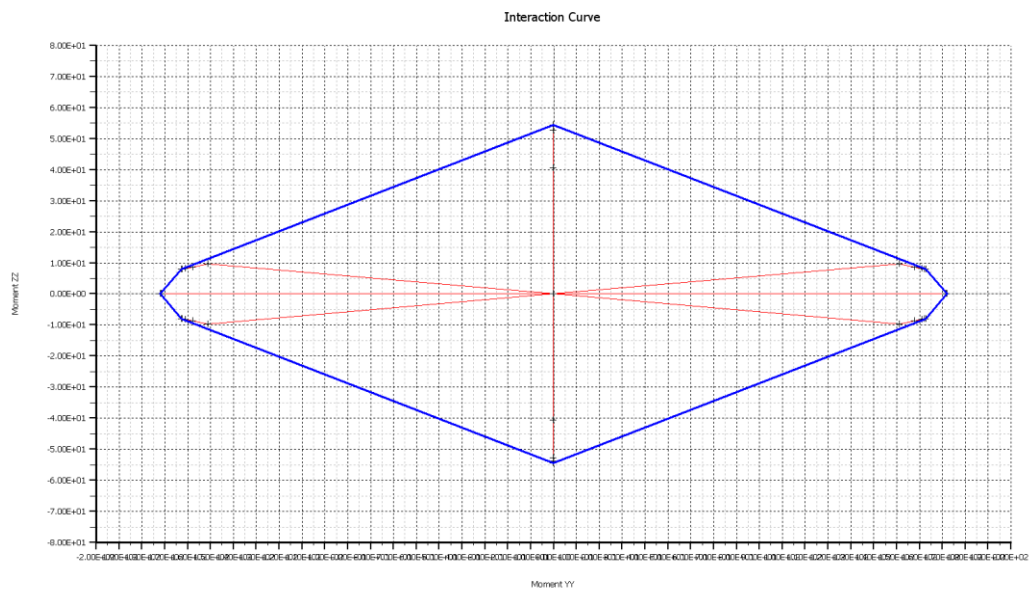


K36:

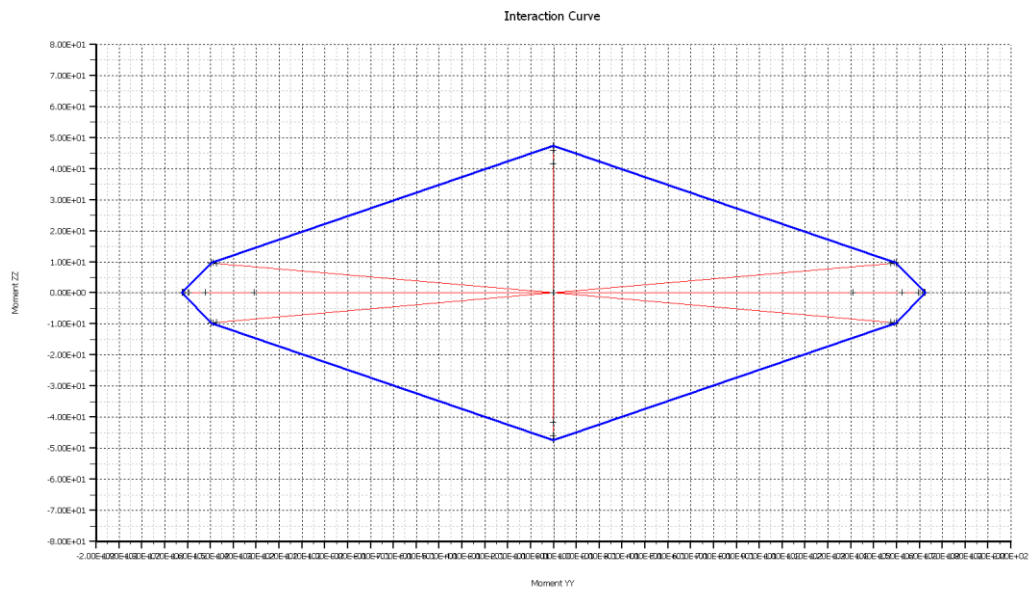




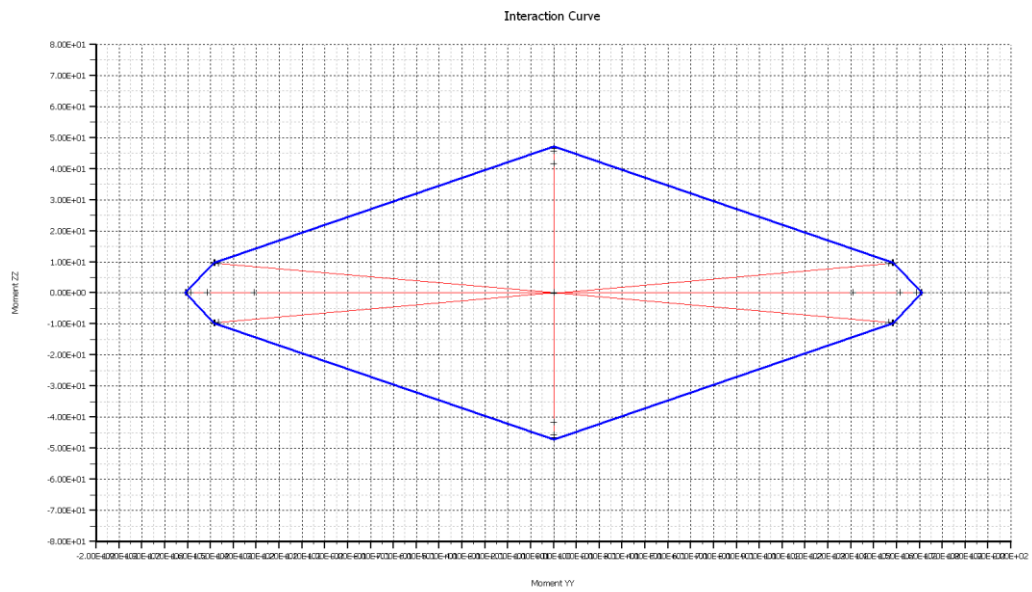
K20:



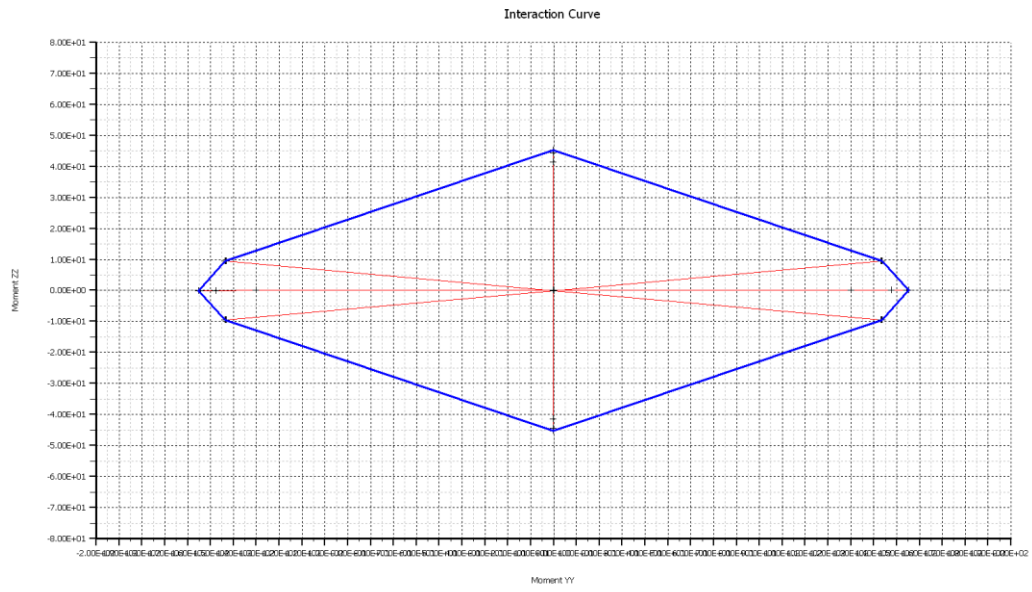
K23:



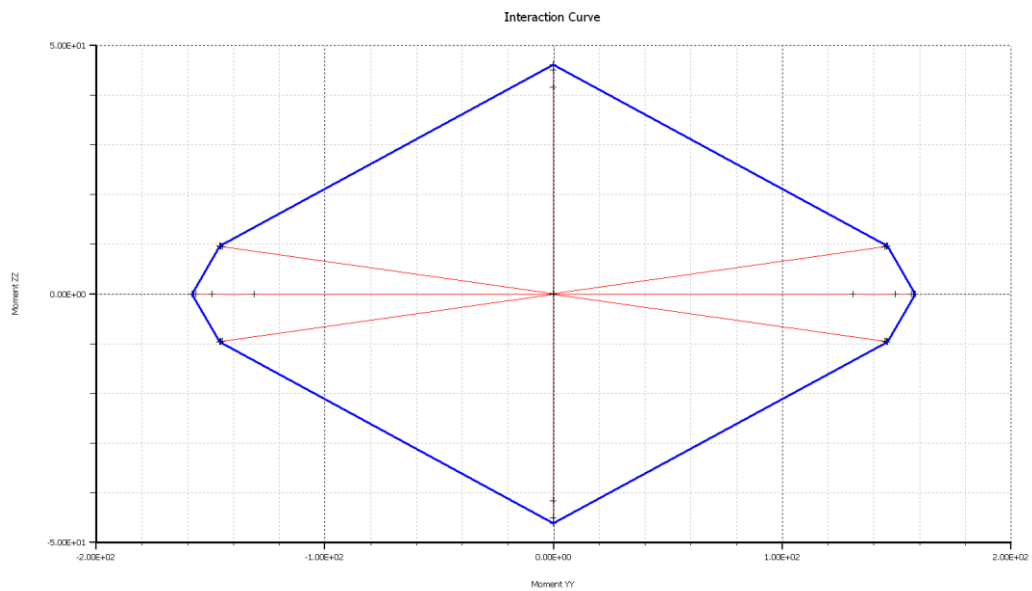
K32:



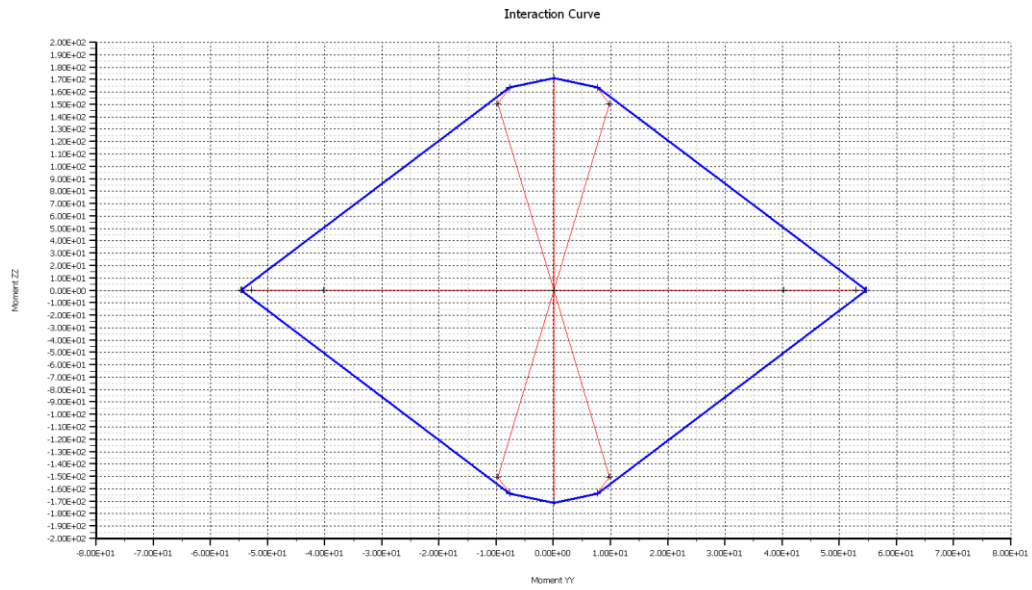
K27:



K28:



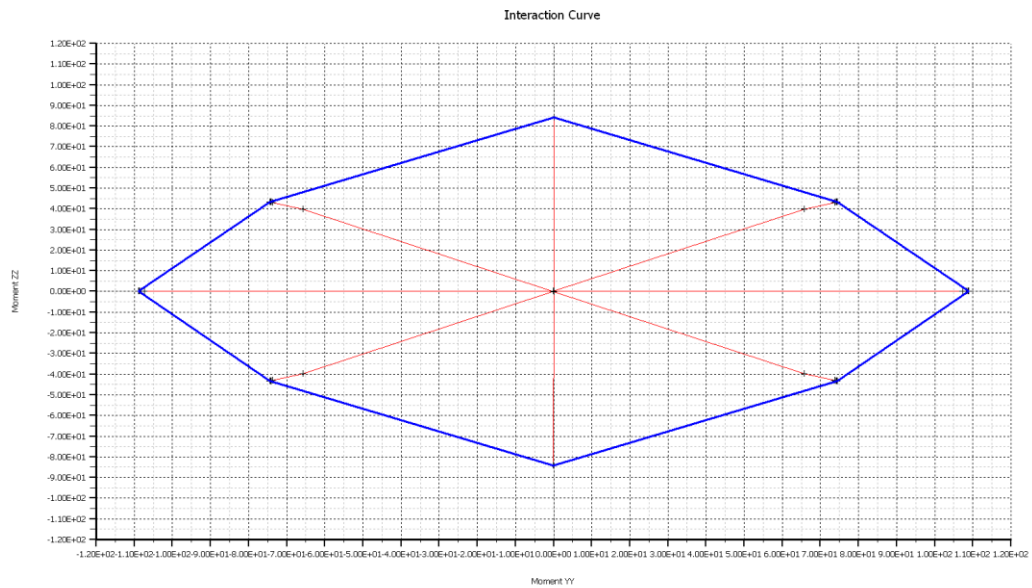
K19:



Για τα υποστυλώματα του Α' ορόφου:

Α ΟΡΟΦΟΣ

Κ18:



Calculate Interaction Curve

Conversions

Unit Conversion Factor (B. Moment) :

Unit Conversion Factor (Force) :

Data

Angle step (degrees):

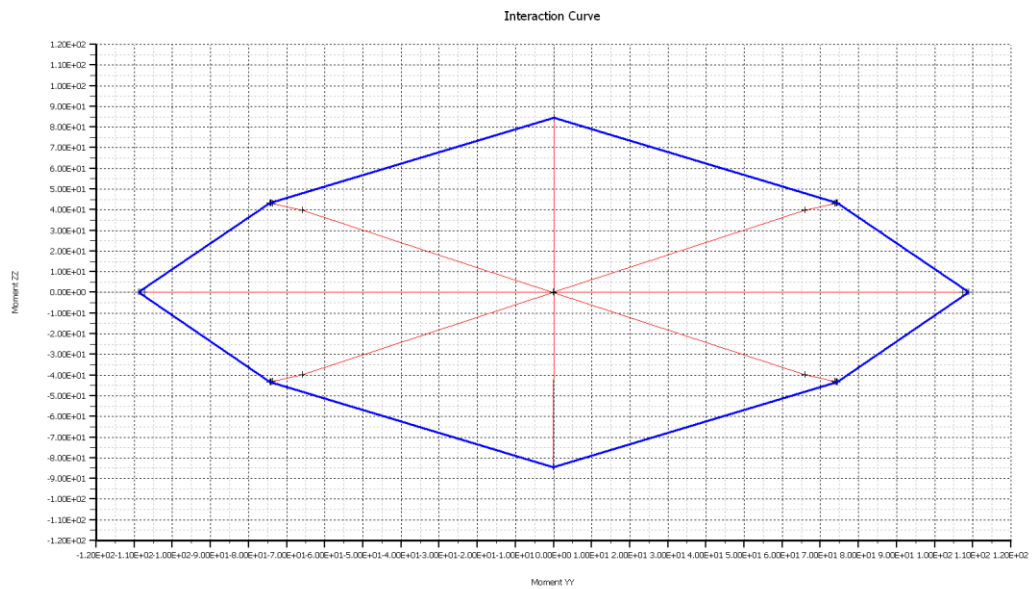
Target Axial Load:

Initial Curvature Step (1/length) :

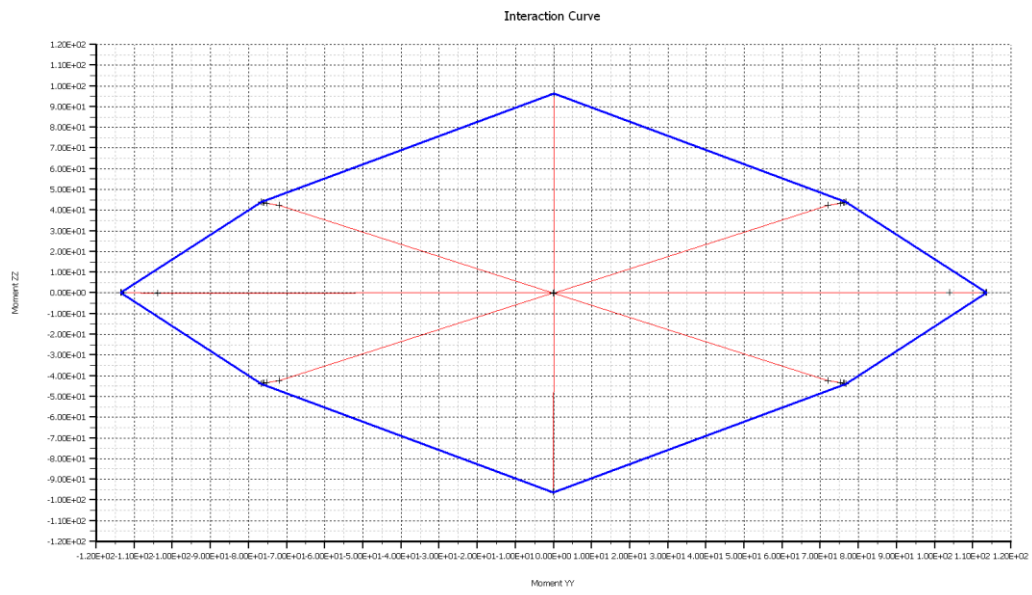
Max Axial Load Error :

Min Primary Moment Increment :

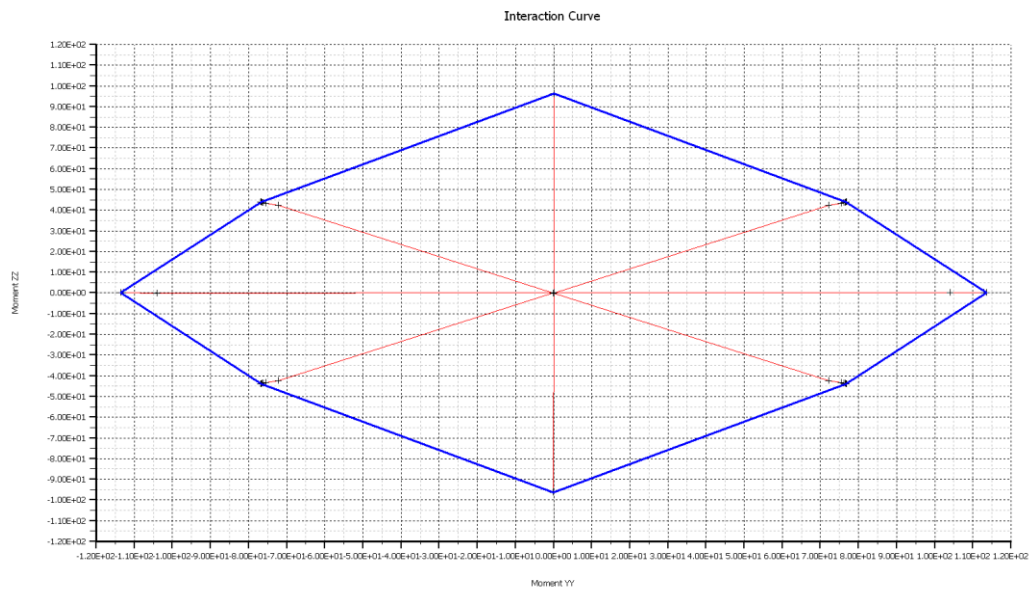
K21:



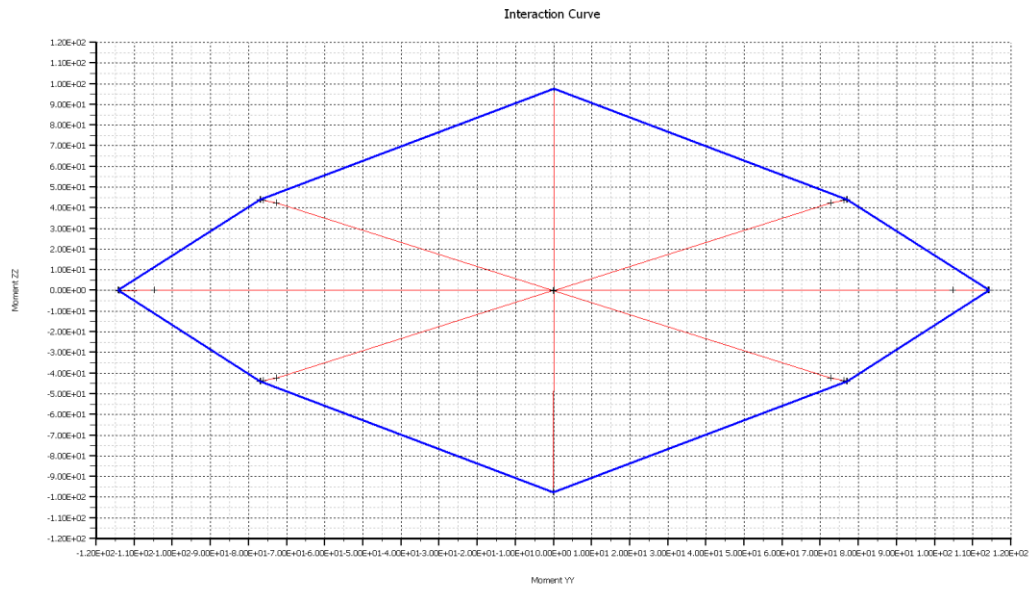
K22:



K25:



K26:



Graph settings

Scale | Labels | Lines | X Axis | Y Axis | Data

Auto scale X axis

Major step : 100

Minor step : 20

Min extend : -200

Max extend : 200

Manual scale X axis

Major step : 10

Minor step : 5

Min extend : -120

Max extend : 120

Format string : 0.00E+00

Auto scale Y axis

Major step : 100

Minor step : 20

Min extend : -100

Max extend : 100

Manual scale Y axis

Major step : 10

Minor step : 5

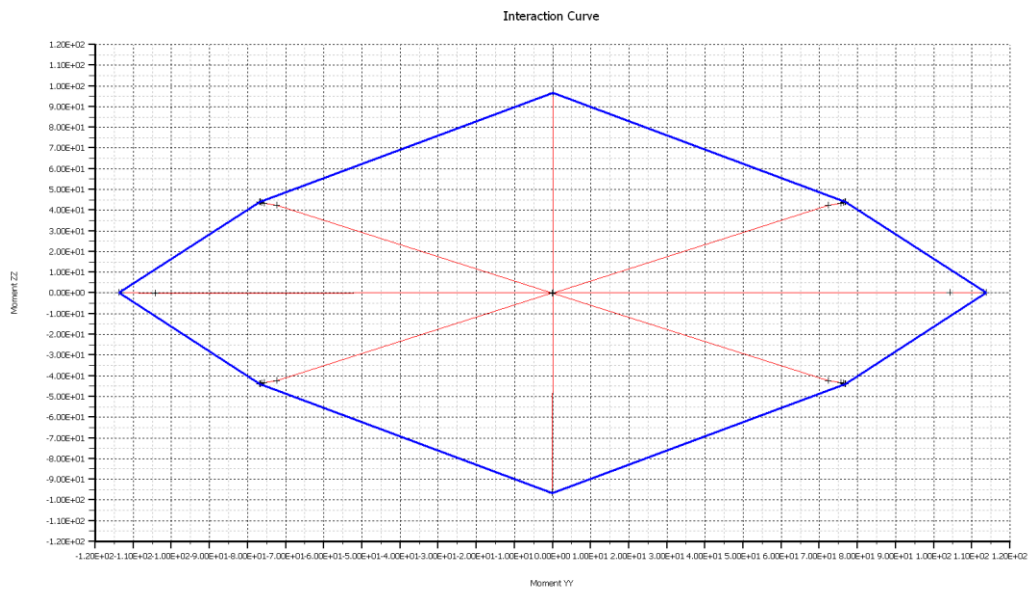
Min extend : -120

Max extend : 120

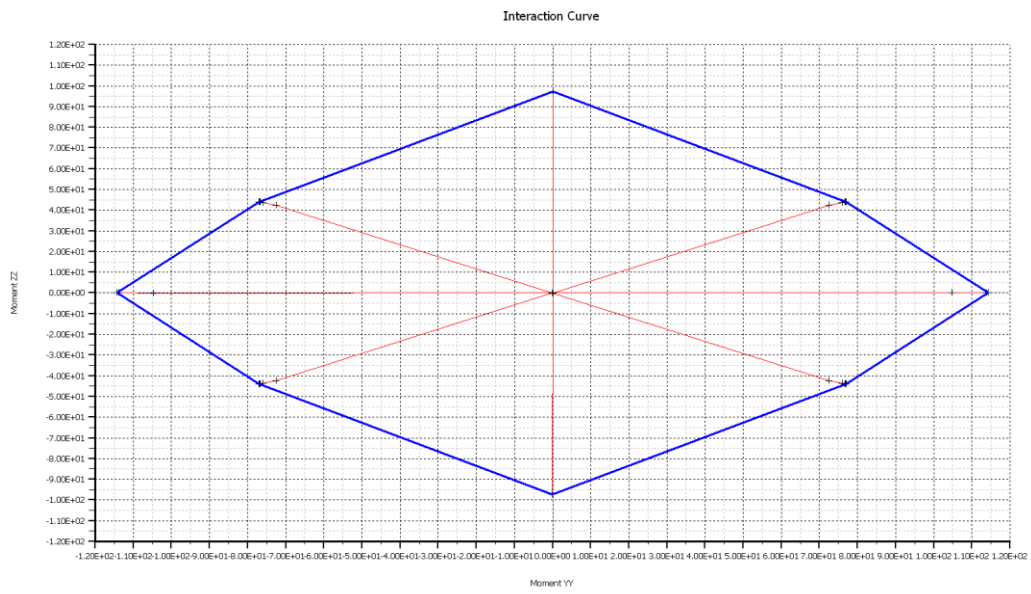
Format string : 0.00E+00

Update graph | Ok | Cancel

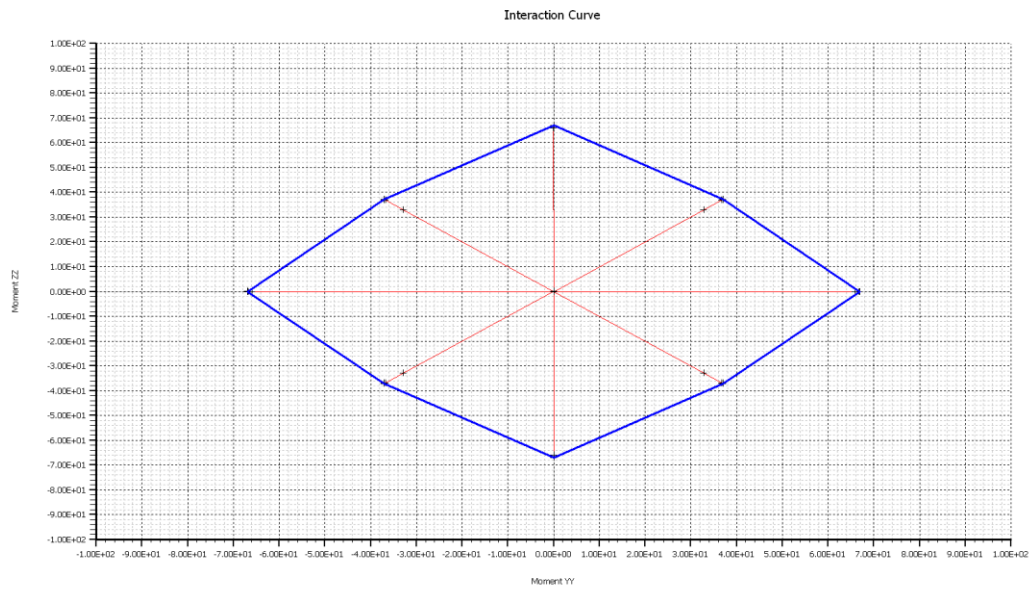
K29:



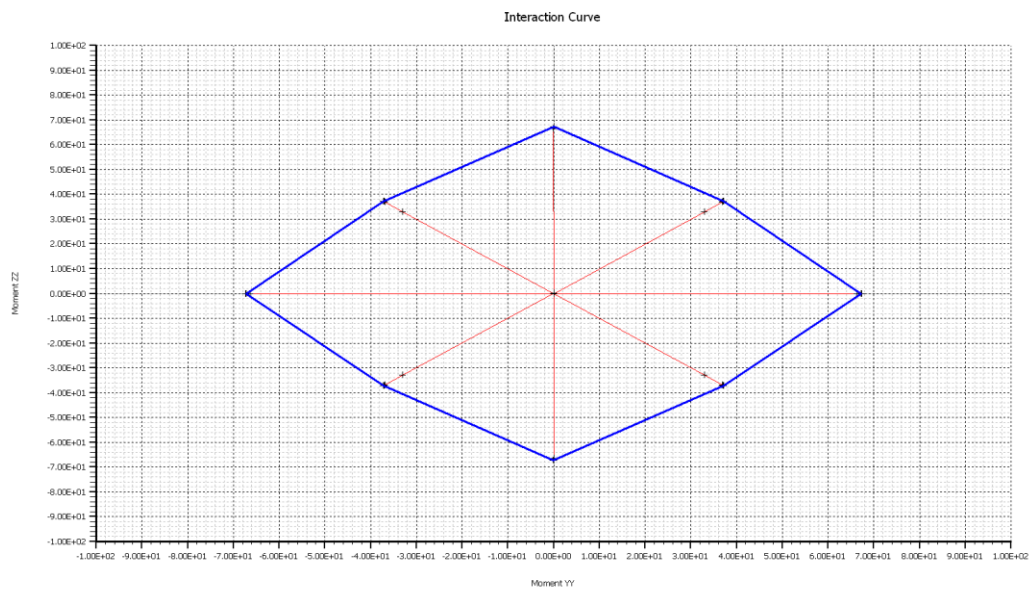
K33:



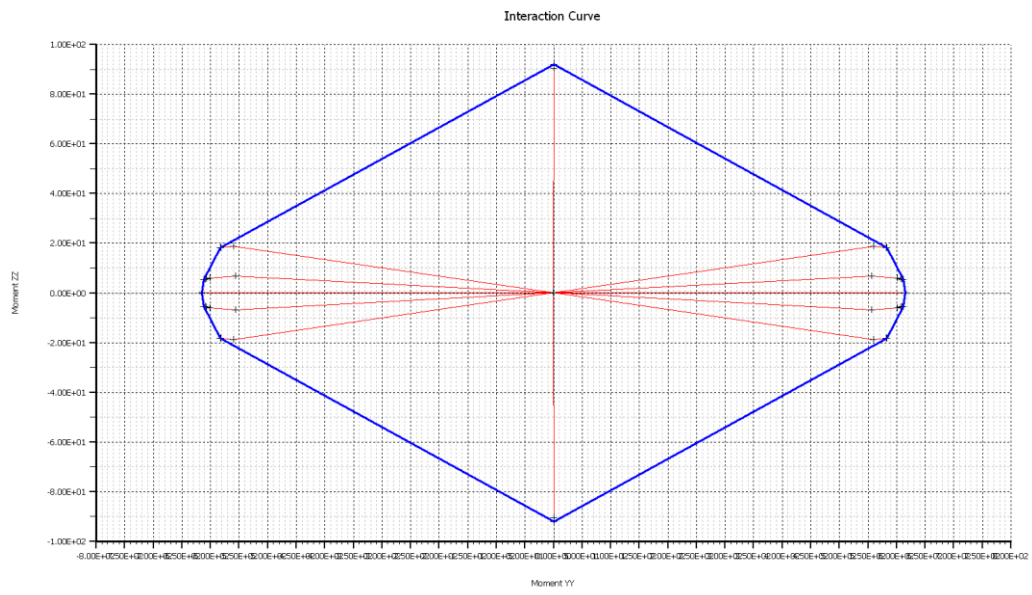
K30:



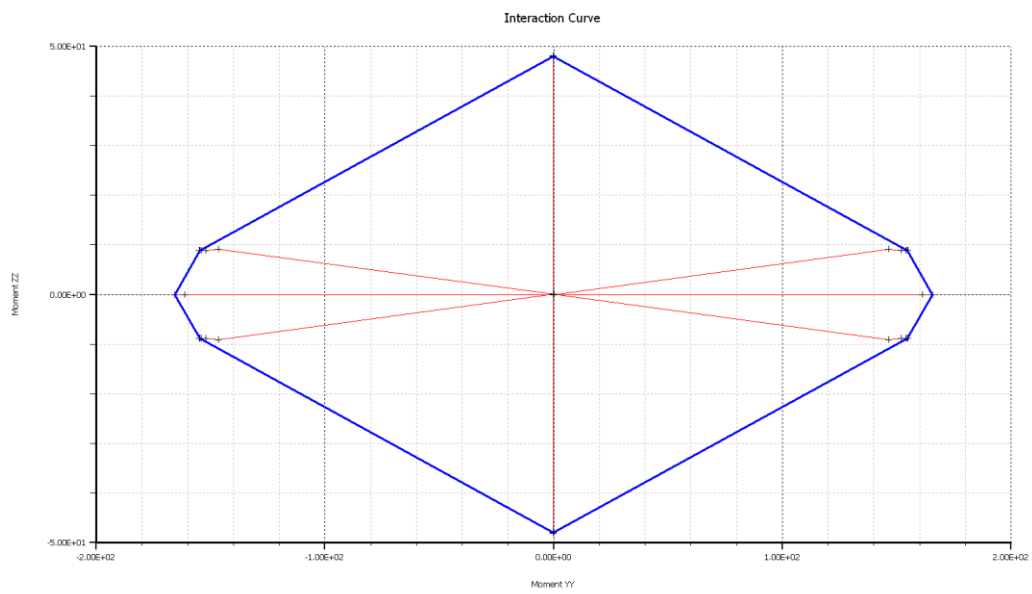
K35:



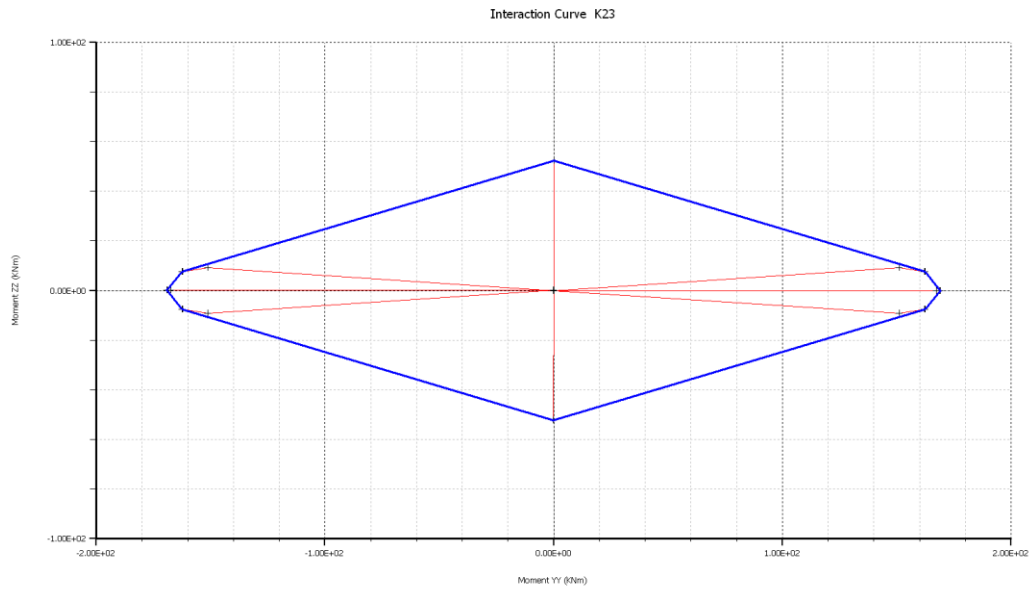
K36:



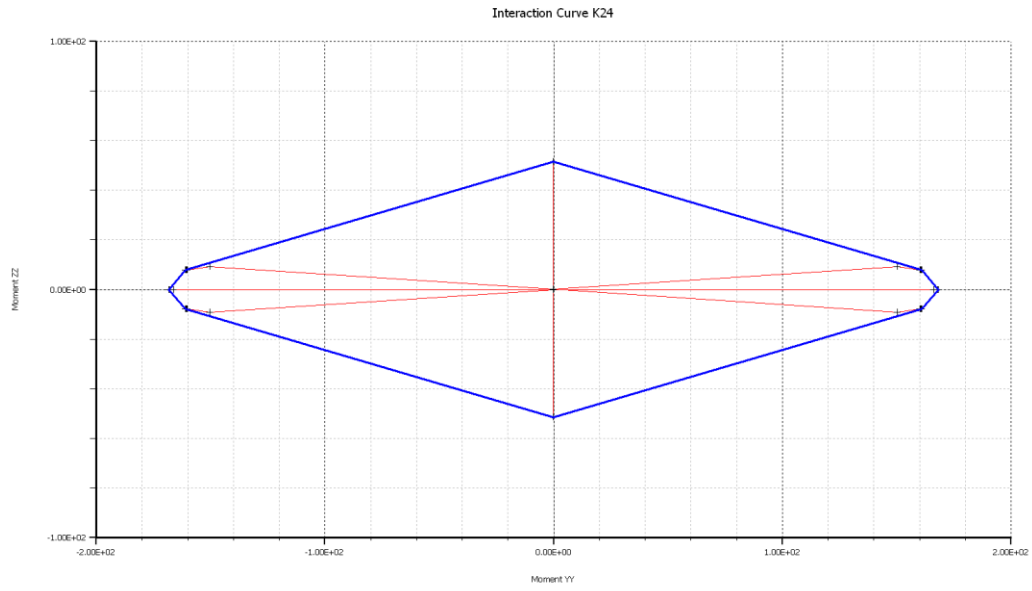
K20:



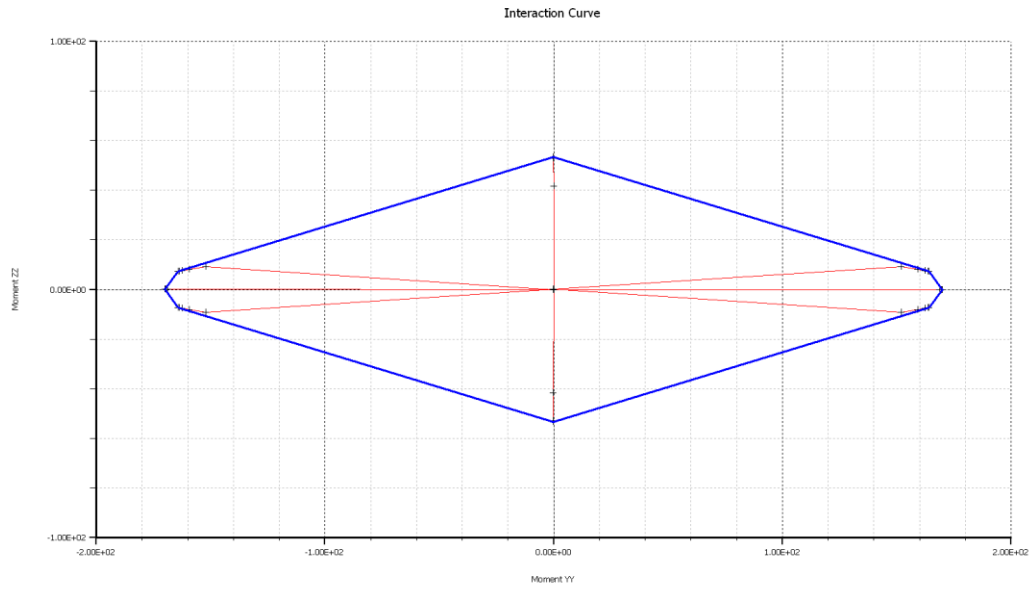
K23:



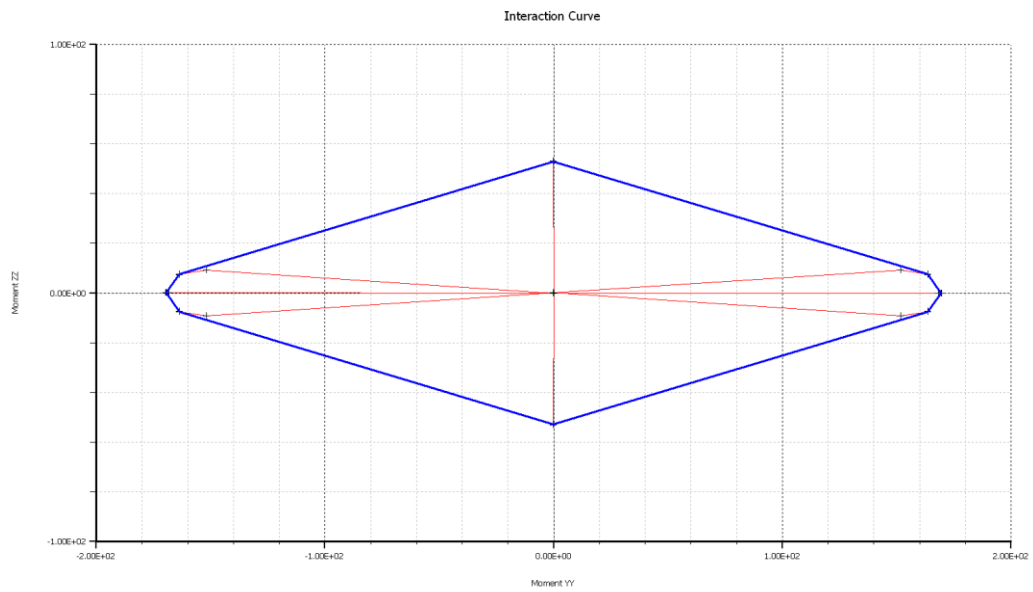
K24:



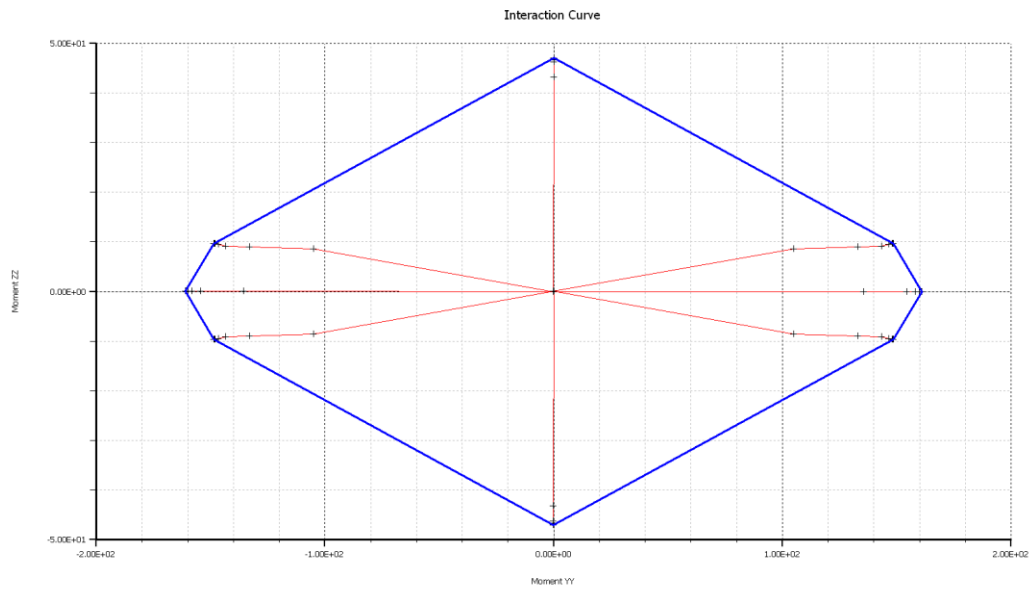
K27:



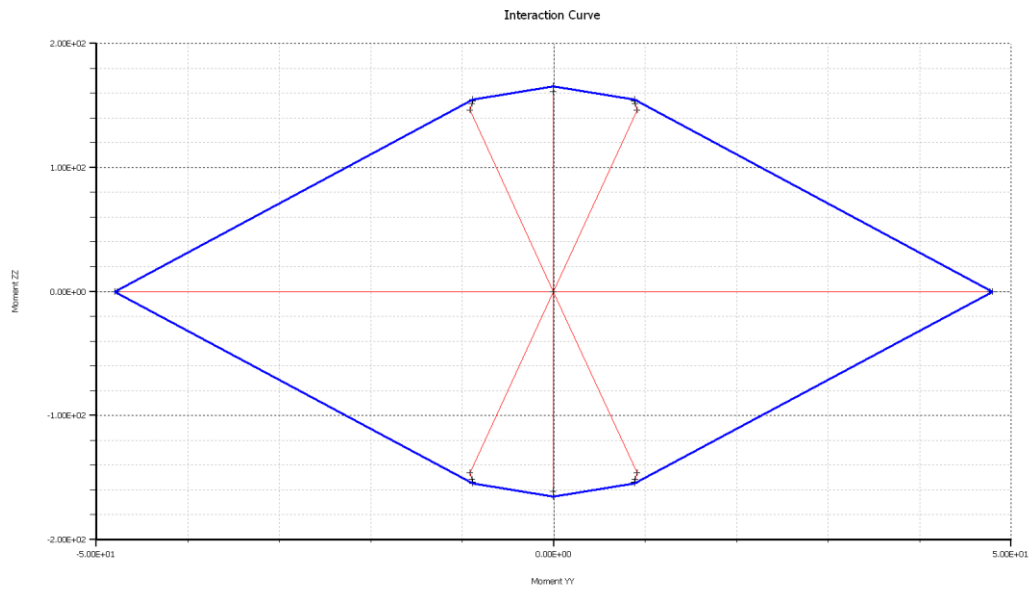
K28:



K32:



K19:



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8:

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ HAZUS

8.1 Ανάγκη αξιολόγησης των βλαβών

Είναι προφανές πως η ύπαρξη μιας μεθοδολογίας για την αξιολόγηση των βλαβών ενός κτιρίου είναι χρήσιμη, αν όχι και αναγκαία.

Η μεθοδολογία αυτή είναι χρήσιμη στον σχεδιασμό μιας κατασκευής και επιβεβλημένη για τον έλεγχο υφισταμένων δομημάτων.

Κατά τον σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής η εφαρμογή μιας τέτοιας διαδικασίας έχει νόημα για τον περιορισμό της σεισμικής διακινδύνευσης.

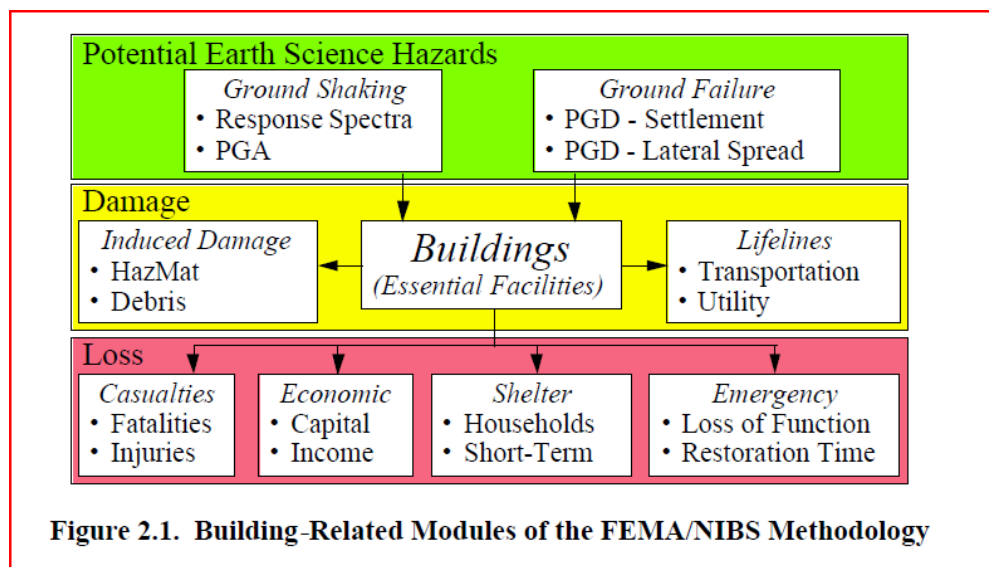
Η αξιολόγηση των βλαβών είναι σημαντική όταν εφαρμόζεται σε υφιστάμενα κτίρια καθώς μπορούμε να βγάλουμε συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της κατασκευής υπό δεδομένο σεισμικό σενάριο. Τα αποτελέσματα μιας τέτοιας έρευνας αποτελούν σημαντικά εργαλεία και απαιτείται κατάλληλη αξιοποίησή τους στις προσεισμικές επεμβάσεις.

Επίσης, η διαδικασία αξιολόγησης των βλαβών έχει μεγάλο ενδιαφέρον σε σεισμόπληκτα κτίρια. Πρώτον, γίνεται κατάταξη της κατασκευής ανάλογα το επίπεδο των βλαβών της. Δηλαδή, κρίνεται η καταλληλότητα του κτιρίου ή η προσωρινή ακαταλληλότητα ή ο βαθμός επικινδυνότητας του. Δεύτερον, η γνώση του βαθμού και της έκτασης των απωλειών μιας κατασκευής είναι όπλο για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς του. Τρίτον, μπορεί να συσχετισθεί το αναμενόμενο κόστος αποκατάστασης των ζημιών σε σχέση με το αντίστοιχο κόστος για κατεδάφιση και κατασκευή νέου κτιρίου ή το κόστος των διάφορων λύσεων επέμβασης. Είναι προφανές λοιπόν, ότι η σωστή διάγνωση των ζημιών σε ένα κτίριο μετά το σεισμό είναι απαραίτητη για τον καθορισμό των προτεραιοτήτων της ενίσχυσης και τον σωστό σχεδιασμό τους.

8.2 Μεθοδολογία Hazus

Η μεθοδολογία HAZUS αναπτύσσει τον τρόπο κατασκευής καμπύλων τρωτότητας και την χρησιμοποίησή τους για την αξιολόγηση των απωλειών της κατασκευής.

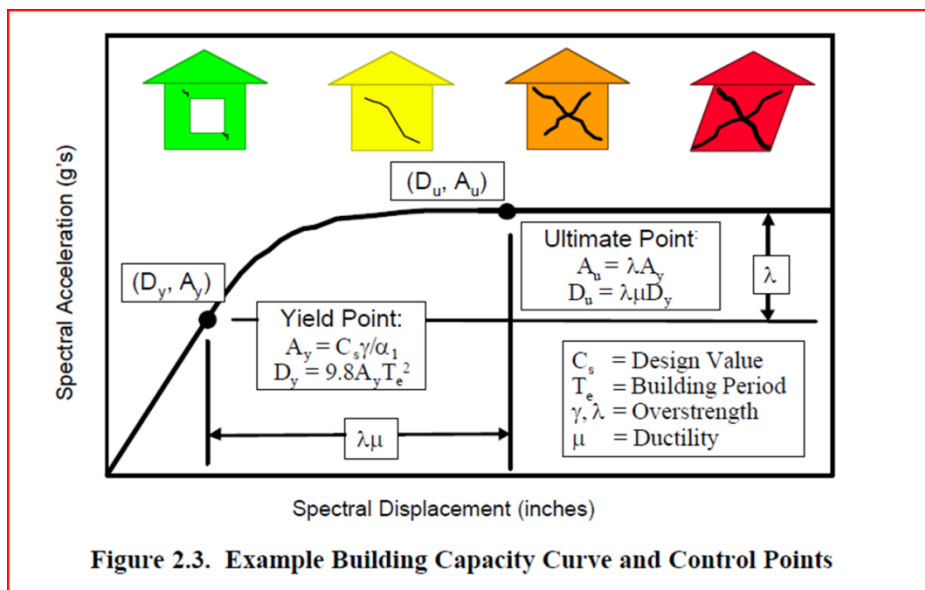
Η χρήση των καμπυλών τρωτότητας για την αποτίμηση των σεισμικών απωλειών εφαρμόζεται σε κτίρια, δίκτυα μεταφοράς και άλλα έργα υποδομής όπως π.χ. δίκτυα ύδρευσης και έχει μεγάλη σημασία για την εκπόνηση προσεισμικών σχεδίων καταστροφών αλλά και μετασεισμικών προγραμμάτων επισκευής και ενίσχυσης, είτε σε επίπεδο δημόσιου συμφέροντος είτε σε επίπεδο πιθανοτικής αποτίμησης







μεμονωμένων κατασκευών. Στα πλαίσια της μεθόδου αυτής ως μέτρο τρωτότητα εξετάζεται η πιθανότητα υπέρβασης ενός δεδομένου βαθμού βλάβης σε δεδομένη σεισμική ένταση.

Στο παραπάνω διάγραμμα ροής είναι εμφανές το εύρος εφαρμογής της μεθόδου και παρατηρούμε ότι ο κύριος παράγοντας δημιουργίας βλαβών στις κατασκευές σχετίζεται με τα μεταβαλλόμενα χαρακτηριστικά του εδάφους. Αυτή η αβεβαιότητα ως προς το μέγεθος της εδαφικής σεισμικής επιτάχυνσης επιτάσσει την πιθανολογική προσέγγιση του προβλήματος. Επίσης διακρίνονται οι συνέπειες των βλαβών σε απώλειες που σχετίζονται με κοινωνικά κριτήρια αλλά και με το κόστος και το χρόνο.

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται η γνώση της μετελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Άρα, απαιτείται η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης για το δεδομένο κτίριο. Συνήθως αυτή εξάγεται από ανελαστική στατική ανάλυση (pushover). Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται μια τυπική καμπύλη ικανότητας σε όρους φασματικής επιτάχυνσης και μετακίνησης.

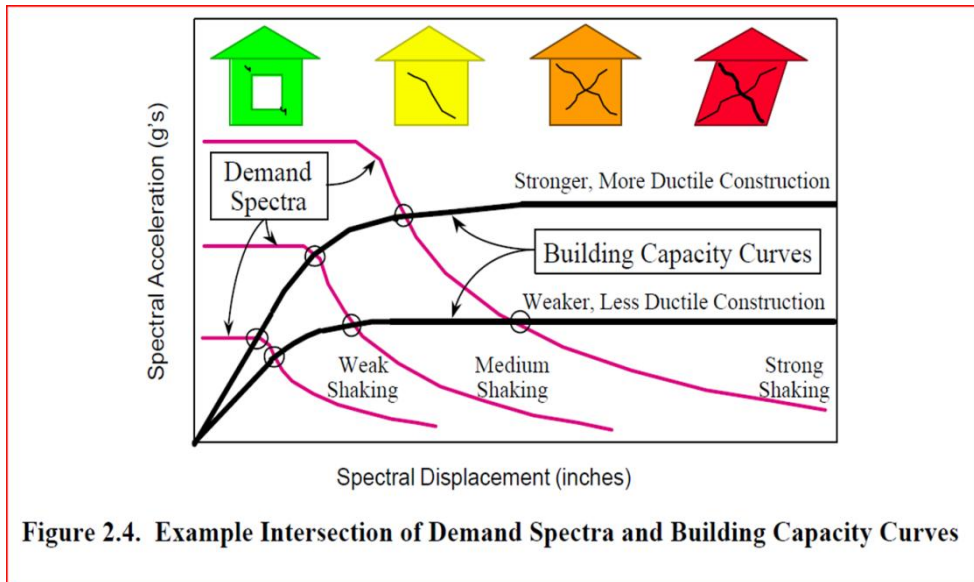


Η μεθοδολογία κατατάσσει τέσσερις καταστάσεις βλαβών όπως φαίνονται και παραπάνω. Οι δύο πρώτες (ελαφριές και μέτριες) εμφανίζονται πριν το σημείο αστοχίας στην καμπύλη αντίστασης. Αντίθετα, οι δύο τελευταίες (σοβαρές και βαριές) παρουσιάζονται όταν η κατασκευή ξεπεράσει το σημείο Ultimate. Ποιοτικά, η πρώτη κατηγορία βλαβών (slight) εμφανίζεται στην περιοχή της πρώτης διαρροής της κατασκευής. Παρακάτω, παρατίθεται πίνακας περιγραφής των διαφόρων καταστάσεων βλαβών.

Damage State		Description
	Slight	Small plaster cracks at corners of door and window openings and wall-ceiling intersections; small cracks in masonry chimneys and masonry veneers. Small cracks are assumed to be visible with a maximum width of less than 1/8 inch (cracks wider than 1/8 inch are referred to as "large" cracks).
	Moderate	Large plaster or gypsum-board cracks at corners of door and window openings; small diagonal cracks across shear wall panels exhibited by small cracks in stucco and gypsum wall panels; large cracks in brick chimneys; toppling of tall masonry chimneys.
	Extensive	Large diagonal cracks across shear wall panels or large cracks at plywood joints; permanent lateral movement of floors and roof; toppling of most brick chimneys; cracks in foundations; splitting of wood sill plates and/or slippage of structure over foundations.
	Complete	Structure may have large permanent lateral displacement or be in imminent danger of collapse due to cripple wall failure or failure of the lateral load resisting system; some structures may slip and fall off the foundation; large foundation cracks. Three percent of the total area of buildings with Complete damage is expected to be collapsed, on average.

Συνοπτικά, ως ελαφρές (slight) βλάβες ορίζονται οι μικρές πλαστικές ρωγμές στις γωνίες των κουφωμάτων και των ανοιγμάτων και στις συνδέσεις των

τοιχοπληρώσεων.Ως μέτριες (moderate) ορίζονται οι λίγο μεγαλύτερες βλάβες στις ίδιες θέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω και είναι διαγώνιες ρωγμές.Οι σοβαρές βλάβες περιλαμβάνουν λοξές δισδιαγώνιες ρωγμές.Οι βαριές βλάβες σημαίνουν ότι η κατασκευή βρίσκεται κοντά στην πλήρη αστοχία,παρατηρούνται μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις και αποκολλήσεις και κατάρρευση τοίχων.

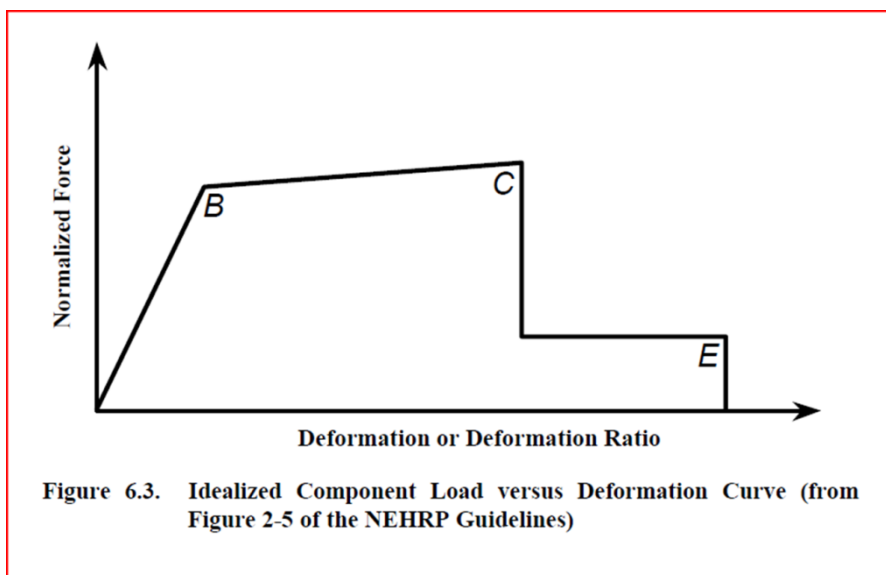


Στο άνωθεν διάγραμμα φαίνονται οι παράμετροι εξάρτησης της δημιουργίας βλαβών.Η δυνατότητα να βρεθεί η κατασκευή σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών (στάθμη επιτελεστικότητας) είναι άμεση συνάρτηση της σεισμικής δράσης αλλά και της ικανότητας του ίδιου του κτιρίου.

Να σημειώσουμε ότι μετά από μια σεισμική δράση στα κτίρια είναι δυνατόν να συνυπάρχουν και ελαφρές,σοβαρές ή βαριές βλάβες στους τοίχους πλήρωσης καθώς και ελαφρές ή σοβαρές βλάβες σε δοκούς και πλάκες.

Το επόμενο βήμα της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής πάνω στην δεδομένη καμπύλη αντίστασης.

Στο σημείο αυτό προκύπτει η δυσκολία του ακριβούς προσδιορισμού των καταστάσεων αυτών πάνω στην καμπύλη.Ενώ,γνωρίζουμε αναλυτικά σε ποιές θέσεις και πότε δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στο κάθε δομικό στοιχείο του φορέα μας και ακόμα τη συγκεκριμένη συμπεριφορά και παραμόρφωση των πλαστικών αρθρώσεων,δεν γνωρίζουμε ακριβώς πότε συνολικά το κτίριο θα βρίσκεται στο κάθε επίπεδο βλαβών.



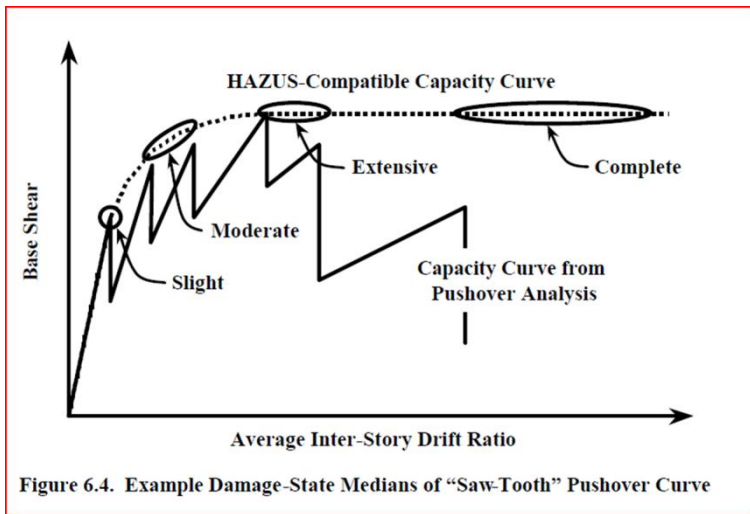
Η μέθοδος Hazus προσφέρει δύο κριτήρια που προσπαθούν να συνδέσουν το πλήθος των πλαστικών αρθρώσεων και το επίπεδο της παραμορφώσής τους με τη συνολική κατάσταση του φορέα και το επίπεδο βλάβης του.

Table 6.2. General Guidance for Relating Component (or Element) Deformation to the Average Inter-Story Drift Ratios of Structural Damage-State Medians

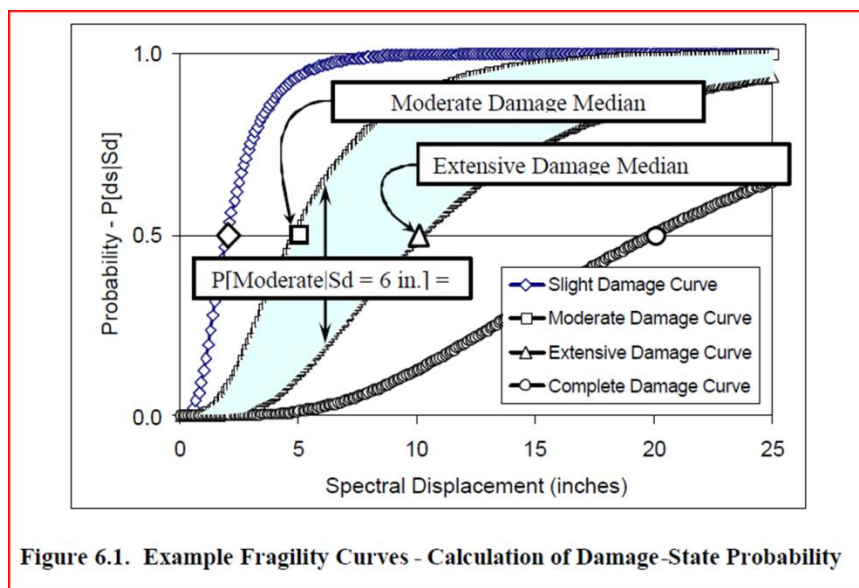
Damage State	Component (Criteria Set No. 1) ¹			Component (Criteria Set No. 2) ¹		
	Fraction ²	Limit ³	Factor ⁴	Fraction ²	Limit ³	Factor ⁴
Slight	> 0%	C	1.0	50%	B	1.0
Moderate	≥ 5%	C	1.0	50%	B	1.5
Extensive	≥ 25%	C	1.0	50%	B	4.5
Complete	≥ 50%	E	1.0 - 1.5 ⁵	50%	B	12

Το κριτήριο No.1 παρέχει στην ουσία ένα κάτω φράγμα για την συμπεριφορά των πλαστικών αρθρώσεων κάθε στοιχείου. Για παράδειγμα, οι βλάβες του κτιρίου χαρακτηρίζονται ως moderate όταν τουλάχιστον το 5% των πλαστικών αρθρώσεων έχουν φτάσει στο σημείο C. Το κριτήριο No.2 ορίζει ένα άνω όριο στο πλήθος των πλαστικών αρθρώσεων που βρίσκονται στην κατάσταση B. Το δεύτερο κριτήριο εφαρμόζεται σε φορείς με πλαστιμότητα. Άρα, με εφαρμογή του κατάλληλου κριτηρίου κάθε φορά αντιστοιχίζω το κάθε damage state με μια συγκεκριμένη μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου.

Το εκάστοτε επίπεδο βλαβών καλύπτει μια περιοχή της καμπύλης ικανότητας όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα. Είναι προφανές ότι για δεδομένη απαίτηση του σεισμού η κατασκευή βρίσκεται σε ένα επίπεδο βλαβών με μια πιθανότητα.



Οι ζημιές των κτιρίων είναι τυχαίες μεταβλητές και μπορούν να προσεγγιστούν από την λογαριθμοκανονική κατανομή με μια μέση τιμή και μια τυπική απόκλιση. Θεωρείται ως μέση τιμή η τιμή της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου στην οποία το κτίριο φτάνει στο εκάστοτε επίπεδο βλάβης. Η τυπική απόκλιση για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα κυμαίνεται από 0,4 έως 1,2. Η διασπορά της κάθε κατάστασης βλαβών προκύπτει από την συνεκτίμηση όλων των παραμέτρων που μεταβάλλονται. Συγκεκριμένα η επιλογή της βασίζεται στην εκτίμηση των αβεβαιοτήτων ως προς την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, τον ορισμό της κατάστασης βλαβών και της απαίτησης του σεισμού.



Παρατηρούμε, την επιρροή της διασποράς στην κλίση των καμπύλων τρωτότητας. Μικρή διακύμανση σημαίνει μεγάλη κλίση του διαγράμματος.

Για την κατασκευή των καμπύλων τρωτότητας υπολογίζουμε την πιθανότητα να βρεθεί η κατασκευή σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών δεδομένης της στοχευόμενης μετακίνησης ως εξής:

The conditional probability of being in, or exceeding, a particular damage state, ds , given the spectral displacement, S_d , (or other seismic demand parameter) is defined by Equation (2-2):

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (2-2)$$

where:

- $\bar{S}_{d,ds}$ is the median value of spectral displacement at which the building reaches the threshold of damage state, ds ,
- β_{ds} is the standard deviation of the natural logarithm of spectral displacement for damage state, ds , and
- Φ is the standard normal cumulative distribution function.

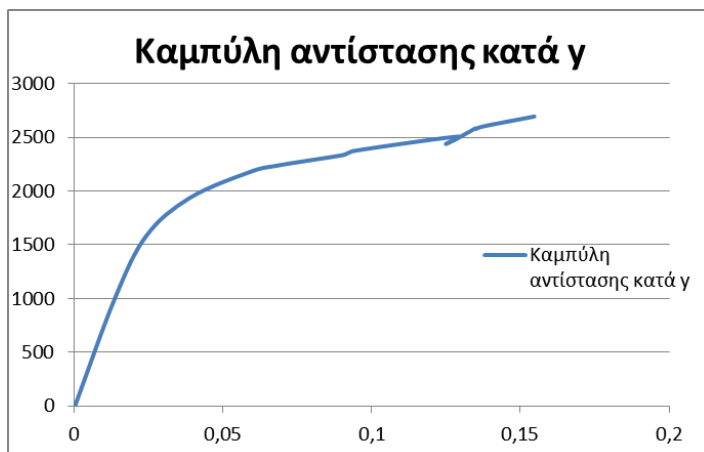
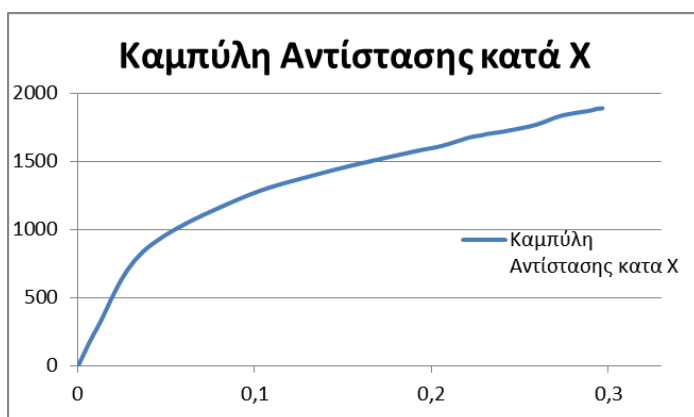
8.3 Εφαρμογή Hazus για την κατασκευή των καμπύλων τρωτότητας

Στην παρούσα εργασία, εφαρμόστηκε η μεθοδολογία Hazus στο μελετούμενο σεισμόπληκτο κτίριο και κατασκευάστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας του κτιρίου, όπως περιγράφηκε παραπάνω. Με τις καμπύλες τρωτότητας δίνεται η δυνατότητα για πρόβλεψη του επιπέδου βλαβών της κατασκευής υπό δεδομένο σεισμό.

Συγκεκριμένα, εφαρμόστηκε το κριτήριο No.1 για τον ορισμό των damage states. Επίσης, έγινε η παραδοχή ότι οι πλαστικές αρθρώσεις συνεχίζουν να παραμορφώνονται απεριόριστα μετά το σημείο C, χωρίς ουσιαστική πτώση της αντοχής τους. Αυτή η παραδοχή έγινε υποχρεωτικά λόγω αδυναμίας του προγράμματος SAP να εξάγει σωστή καμπύλη αντίστασης μετά το C που συμβαίνει απότομη πτώση της αντοχής της πλαστικής άρθρωσης. Επιπλέον, ήταν επιβεβλημένη καθώς δεν μπορούσαμε διαφορετικά να εξάγουμε αποτελέσματα για σημαντική μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου. Αυτό το πρόβλημα υπήρχε διότι το πρόγραμμα σταματούσε την ανάλυση στα 4cm βγάζοντας την ειδοποίηση ότι ο φορέας έχει γίνει μηχανισμός. Στην πραγματικότητα για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου γύρω στο 4cm αναπτυσσόταν ταυτόχρονα στο υποσύλωμα K18 δύο κίτρινες π.α. Εδώ

εντοπίσαμε άλλη μια αδυναμία του SAP, καθώς η αστοχία ενός υποστυλώματος δεν σημαίνει την αστοχία ολόκληρου του φορέα. Με τη θεώρηση αυτή χάνουμε την όποια δυνατότητα για ανακατανομή της έντασης που έχει ο φορέας. Εκτιμούμε όμως, ότι δεν θα επηρεάσει την αξιοπιστία των συμπερασμάτων καθώς το κτίριο δεν έχει μεγάλη δυνατότητα ανακατανομής των εντάσεων. Έτσι, εξάγουμε από το πρόγραμμα τις ακόλουθες καμπύλες αντίστασης για κάθε δ/ση φόρτισης.

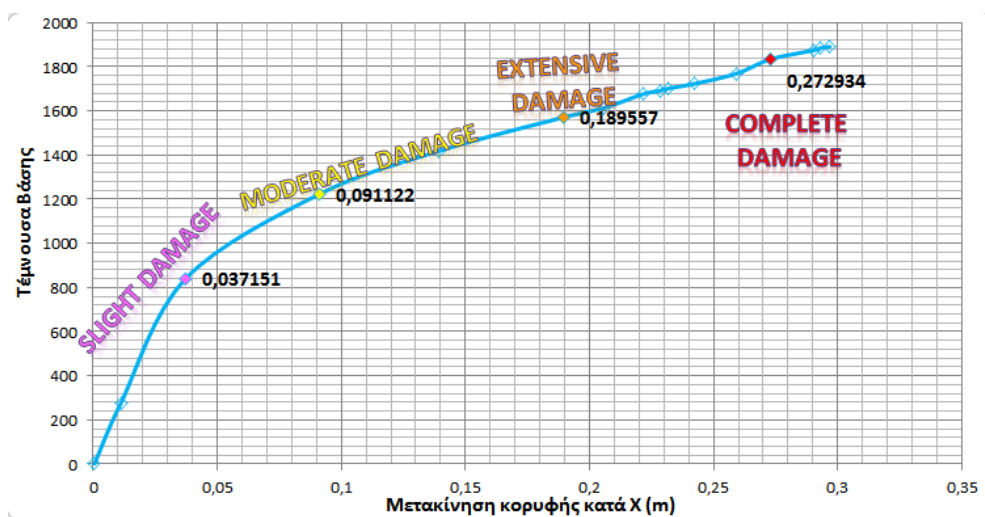
Κατα Χ η μέγιστη μετακίνηση που επιτεύχθηκε είναι 30cm.



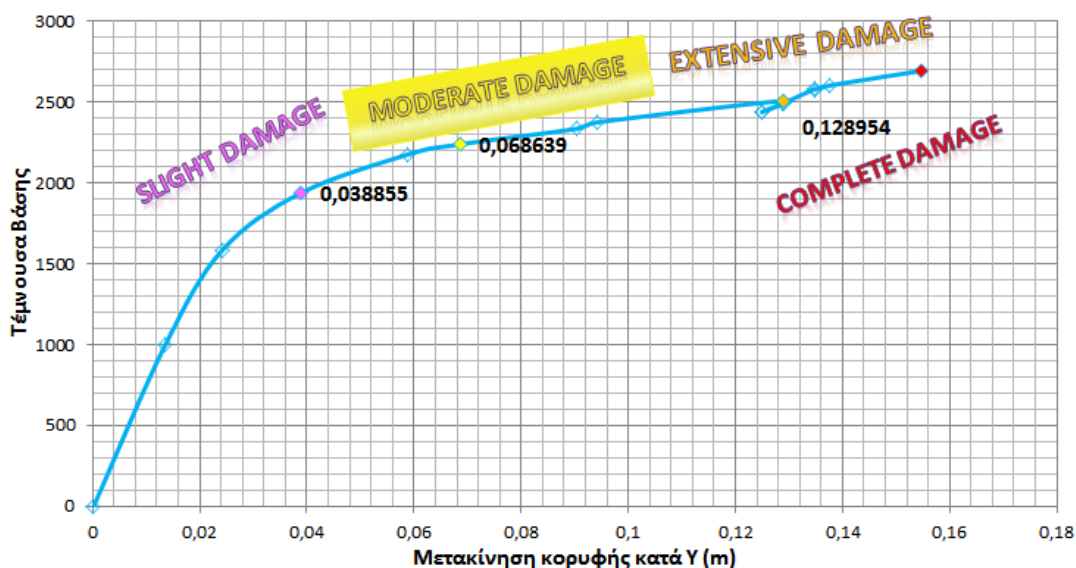
Κατά Υ η μέγιστη μετακίνηση που πραγματοποιήθηκε μέχρι την πλήρη αστοχία είναι 16cm.

Με χρήση του πρώτου κριτηρίου ορίζουμε τις καταστάσεις βλαβών όπως φαίνονται παρακάτω.

Κατά Χ	Πλήθος π.α. Με $\theta \geq \theta_y$ (τουλάχιστον κίτρινες)			Ποσοστά			Μεθοδολογία HAZUS Έλεγχος κριτηρίου			Damage state
	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο				
Step 2	2	-	2	2,44%	-	2,44%	\geq	0%	→	SLIGHT
Step 3	22	2	24	26,83%	2,44%	14,63%	\geq	5%	→	MODERATE
Step 4	27	12	39	32,93%	14,63%	23,78%	\leq	25%		
Step 5	30	18	48	36,59%	21,95%	29,27%	\geq	25%	→	EXTENSIVE
Κατά Χ	Πλήθος π.α. Με $\theta = \theta_u$ (να ξεπερνάνε το σημείο Ε)			Ποσοστά			Μεθοδολογία HAZUS Έλεγχος κριτηρίου			Damage state
	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο				
Step 15	33	23	56	86,84%	60,53%	73,68%	\geq	50%	→	COMPLETE



Κατά Υ	Πλήθος π.α. Με $\theta \geq \theta_y$			Ποσοστά			Μεθοδολογία HAZUS Έλεγχος κριτηρίου			Damage state
	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο				
Step 3	1	-	1	0,61%	-	0,61%	\geq	0%	→	SLIGHT
Step 5	28	-	28	17,07%	-	17,07%	\geq	5%	→	MODERATE
Step 7	30	2	32	36,59%	2,44%	19,51%	\leq	25%		
Step 8	31	19	50	37,80%	23,17%	30,49%	\geq	25%	→	EXTENSIVE
Κατά Υ	Πλήθος π.α. Με $\theta = \theta_u$			Ποσοστά			Μεθοδολογία HAZUS Έλεγχος κριτηρίου			Damage state
	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο	Ισόγειο	Α όροφος	Σύνολο				
Step 16	32	28	60	84,21%	73,68%	78,95%	\geq	50%	→	COMPLETE



Στη συνέχεια για τον υπολογισμό της ζητούμενης πιθανότητας επιλέξαμε τυπικές αποκλίσεις για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας βασιζόμενοι στην παρακάτω σκέψη. Το υλικό συμπεριφέρεται πιο αξιόπιστα κοντά στη διαρροή του, ενώ με την διαρροή του η συμπεριφορά του είναι αβέβαιη. Επομένως, καταλήξαμε ότι για τις χαμηλές στάθμες επιτελεσματικότητας θα πάρουμε μικρή διασπορά και για τις υψηλές στάθμες θα πάρουμε μεγάλη διασπορά.

Κατά τη διεύθυνση X έχουμε:

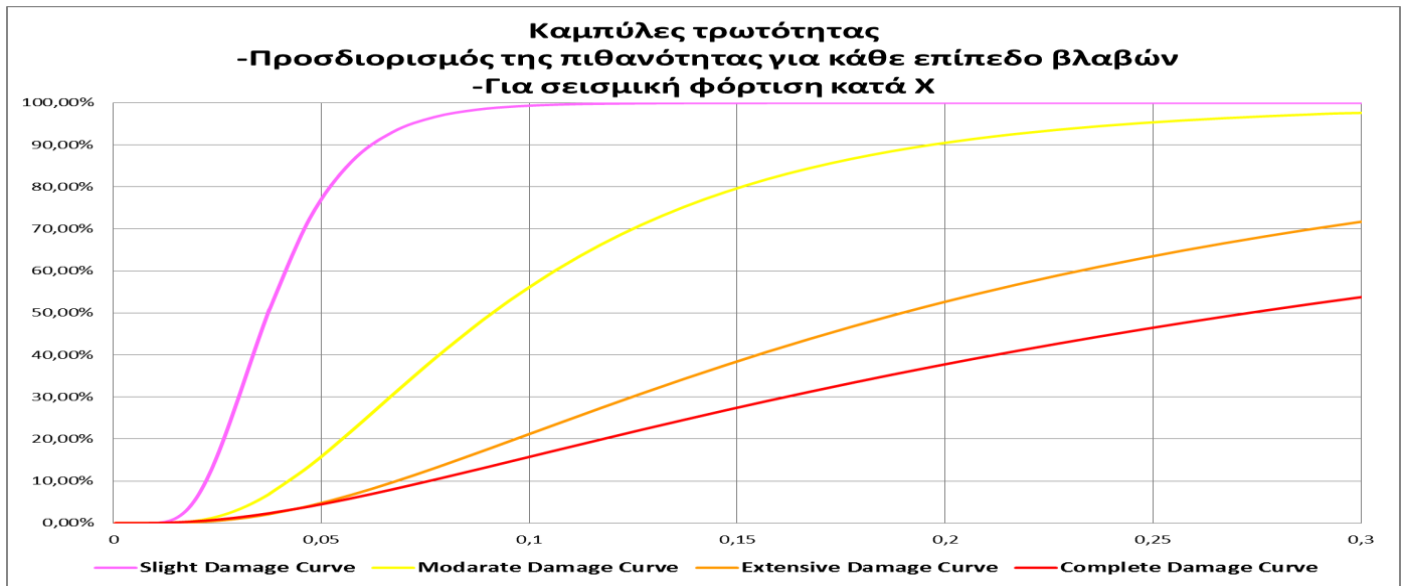
SLIGHT		
median S_d	=	0,037151
β_{ds}	=	0,4

Moderate		
median S_d	=	0,09112
β_{ds}	=	0,6

Extensive		
median S_d	=	0,189557
β_{ds}	=	0,8

Complete		
median S_d	=	0,27293
β_{ds}	=	1

Κατά τη διεύθυνση Y έχουμε:



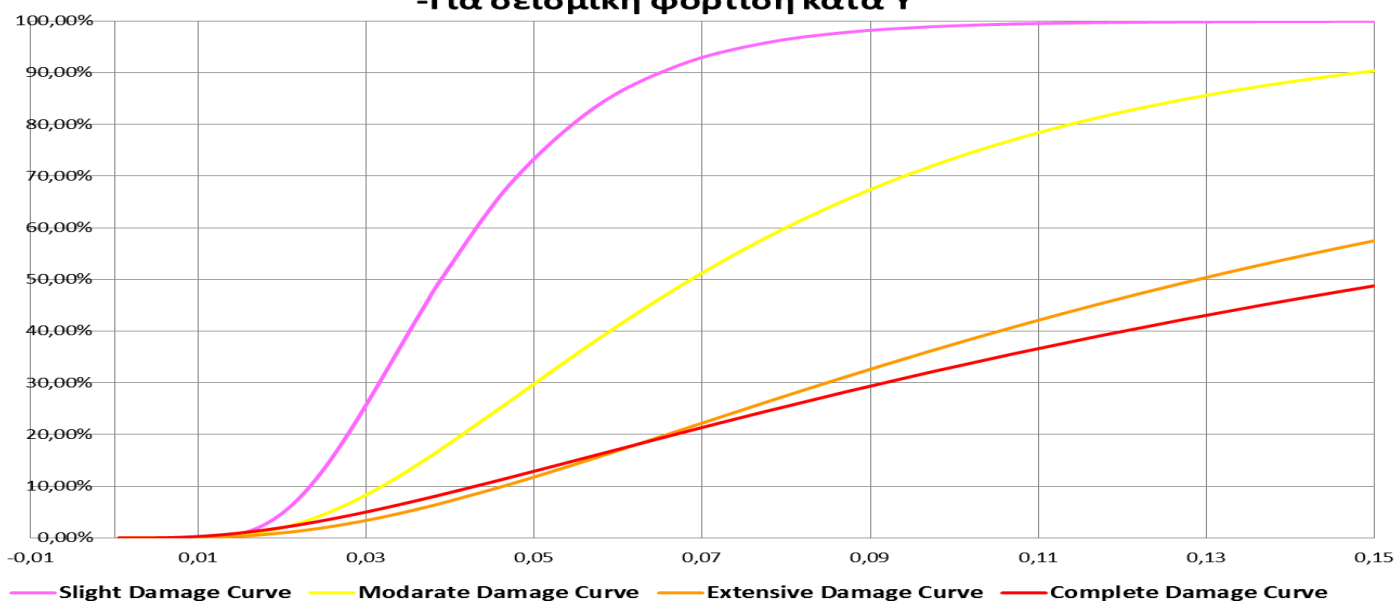
SLIGHT		
median Sd	=	0,03886
β_{ds}	=	0,4

Moderate		
median Sd	=	0,068639
β_{ds}	=	0,6

Extensive		
median Sd	=	0,128949
β_{ds}	=	0,8

Complete		
median Sd	=	0,154701
β_{ds}	=	1

**Καμπύλες τρωτότητας
-Προσδιορισμός της πιθανότητας για κάθε επίπεδο βλαβών
-Για σεισμική φόρτιση κατά Y**



8.4 Αξιολόγηση των βλαβών υπό δεδομένους σεισμούς και διαπιστώσεις

8.4.1 Σεισμός σχεδιασμού του κτιρίου σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59

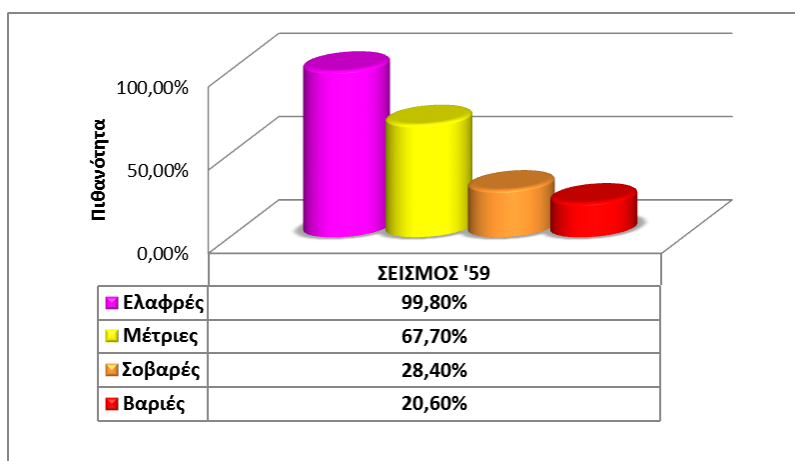
Με χρήση των καμπύλων δυσθραυστότητας που κατασκευάσαμε και με δεδομένη σεισμική διέγερση τον σεισμό σχεδιασμού του '59 βγάζουμε τα παρακάτω συμπεράσματα ως προς το επίπεδο βλαβών που θα υποστεί η κατασκευή.

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ (X-0.3Y)				Πιθανότητα βλάβης		
Απαίτηση Σεισμού '59			καμπύλη κατά X →	1.	Ελαφρές	99,80%
α_g	=	0,12g		2.	Μέτριες	67,70%
S_e	=	0,315g		3.	Σοβαρές	28,40%
δ_t^x	=	0,12 m		4.	Βαριές	20,60%

Δηλαδή, το σεισμικό σενάριο του Κανονισμού του '59 κατά τον σεισμικό συνδυασμό X+0.3Y προκαλεί στην κατασκευή μας σίγουρα ελαφρές βλάβες (βέβαιο ενδεχόμενο), θα δημιουργήσει μέτριες βλάβες σε ποσοστό μεγαλύτερο από 50%, ενώ η πιθανότητα να εμφανιστούν στην κατασκευή σοβαρές και βαριές βλάβες μειώνεται στο 28% και 21% αντιστοίχως.

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ (Υ-0.3Χ)						
Απαίτηση Σεισμού '59			καμπύλη κατά Υ		Πιθανότητα βλάβης	
α_g	=	0,12g		1.	Ελαφρές	50,37%
T_e	=	0,62sec		2.	Μέτριες	17,31%
S_e	=	0,315g		3.	Σοβαρές	6,75%
δ_t^X	=	0,039 m	4.	Βαριές	8,41%	

Παρατηρούμε ότι για τον συνδυασμό φόρτισης Υ-0.3Χ οι αντίστοιχες πιθανότητες να βρεθεί το κτίριο σε κάθε επίπεδο βλαβών είναι εξαιρετικά μικρότερες, γεγονός που μας κάνει να συμπεράνουμε ότι ένας σεισμός κατά Χ είναι δυσμενέστερος. Η καλύτερη συμπεριφορά του κτιρίου όσον αφορά την πιθανότητα εμφάνισης βλαβών μπορεί να οφείλεται στο γεγονός ότι κατά Υ έχω μεγαλύτερη δυσκαμψία (κατά y είναι η μεγαλύτερη διάσταση των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων).



8.4.2 Εφαρμογή του σεισμού σχεδιασμού του EC8

Όπως ήταν αναμενόμενο οι πιθανότητες για τον σεισμό του ευρωκώδικα είναι μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές του '59. Βέβαια, παρατηρούμε ότι για χαμηλό επίπεδο βλαβών υπάρχει μικρότερη απόκλιση ενώ για τις στάθμες των σοβαρών και βαριών βλαβών η απόκλιση με τα αποτελέσματα του '59 φτάνει έως το 50%.

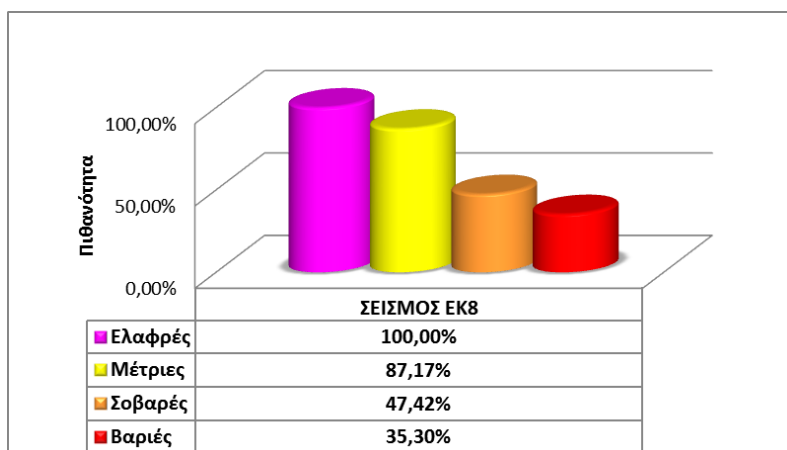
ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ (Χ-0.3Υ)						
Απαίτηση Σεισμού EK8			καμπύλη κατά Χ		Πιθανότητα βλάβης	
α_g	=	0,36g		1.	Ελαφρές	100,00%
T_e	=	1,03sec		2.	Μέτριες	87,17%
S_e	=	0,52g		3.	Σοβαρές	47,42%
δ_t^X	=	0,18 m	4.	Βαριές	35,30%	

Επίσης παρατηρούμε ότι ,ενώ για τον σεισμό του '59 υπήρχαν σοβαρές αποκλίσεις μεταξύ των διαφορετικών διευθύνσεων της σεισμικής δράσης, τώρα οι

πιθανότητες για τον σεισμό του ΕΚ8 για τους δύο συνδυασμούς που εξετάστηκαν (δυσμενέστερος συνδυασμός κατά Χ και δυσμενέστερος κατά Υ) παρουσιάζουν σχετική σύγκλιση.

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ (Υ-0.3Χ)						
Απαίτηση Σεισμού ΕΚ8			καμπύλη κατά Υ	Πιθανότητα βλάβης		
α_g	=	0,36g		1.	Ελαφρές	99,54%
T_e	=	0,62sec		2.	Μέτριες	78,41%
S_e	=	0,88g		3.	Σοβαρές	42,13%
δ_t^x	=	0,11m	4.	Βαριές	36,65%	

Τα αποτελέσματα κατά Χ είναι δυσμενέστερα καθώς κατά Χ η απαίτηση σε μετακίνηση της κορυφής είναι κατα 60% μεγαλύτερη. Διαπιστώνουμε ότι με πιθανότητα 48% περίπου θα έχουμε σοβαρές και βαριές κατά 35% περίπου.



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9:

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

9.1. Ιστορία των σεισμών στην Κεφαλλονιά

Η Κεφαλλονιά βρίσκεται στην περιοχή με τη μεγαλύτερη σεισμική δραστηριότητα στην Ευρώπη και αυτό αποδεικνύεται ιστορικά με βάση τους πολύ ισχυρούς σεισμούς που έχουν καταγραφεί. Παρακάτω παραθέτουμε μερικούς από αυτούς τονίζοντας τις καταστροφικές τους συνέπειες.

1469, Απρίλης: Σεισμός μεγέθους 7,2 R με επίκεντρο το Αργοστόλι. Μαρτυρούνται σοβαρές υλικές ζημιές στην Κεφαλλονιά, μεταξύ των οποίων και καταστροφή του Κάστρου του Αγ. Γεωργίου αλλά και ανθρώπινα θύματα.

1636 Σεπτέμβρης: Φονικός σεισμός μεγέθους 7,1 R χτυπά το Ληξούρι. Ιστορικές πηγές αναφέρουν πως βυθίστηκε αρχαία πόλη στα ΝΑ της Κεφαλονιάς. Οι μετασεισμοί διήρκεσαν έως το 1637. Καταγράφονται περίπου 525 νεκροί και 1.500 τραυματίες.

1743, 20 Φλεβάρη: Σεισμός 7 R χτυπάει το Ιόνιο. Μεγάλες καταστροφές στην Κεφαλονιά και σε όλη τη Δυτική Ελλάδα.

1759, 14 Ιούνη: Σεισμοί (ο μεγαλύτερος 6,3 R) χτυπούν την Κεφαλλονιά, οι οποίοι διήρκεσαν τρεις ημέρες. Οι μεγαλύτερες καταστροφές εντοπίζονται στην Παλική, όπου κατέρρευσαν τα περισσότερα σπίτια, ενώ μαρτυρούνται και ανθρώπινα θύματα.

1766, 24 Ιούλη: Σεισμός 7 R με επίκεντρο την Κεφαλλονιά. Προκάλεσε το θάνατο περίπου 20 ατόμων, και μεγάλες καταστροφές, ιδίως στην Παλική και την Έρισο, αλλά και το Αργοστόλι μέχρι τη Ζάκυνθο.

1767, 22 Ιούλη: Σεισμός 7,2 R χτυπά το Ληξούρι. Από τους καταστροφικότερους που χτύπησαν ποτέ την Κεφαλλονιά. Αναφέρονται 50 νεκροί στο Ληξούρι και 253 στις γύρω περιοχές, μόλυνση των υδάτων, καταστροφή όλων σχεδόν των εκκλησιών, και μετασεισμική ακολουθία 40 ημερών.

1834, 5 Ιούλη: Σεισμός 6 R με σοβαρές υλικές ζημιές στην Κεφαλλονιά.

1862, 14 Μάρτη: Σεισμός 6,6 R χτυπά το Αργοστόλι προκαλώντας σοβαρές υλικές ζημιές.

1867, 4 Φλεβάρη: Σεισμός 7,4 R χτυπά την Παλική. 3000 σπίτια καταστράφηκαν, 35 νεκροί στο Ληξούρι, 63 στα Δαμουλιανάτα-Ρίφι, 41 στην Αγία Θέκλη και 19 στα Κουβαλάτα. Σχεδόν ολοκληρωτική η καταστροφή στην Παλική, αλλά και σημαντικές ζημιές σε Πύλαρο, Θηνιά, Έρισο και Λειβαθώ. Ζημιές και στο Αργοστόλι.

1902, 5 Νοέμβρη: Σεισμός 5,5 R με επίκεντρο το Ληξούρι. Υλικές ζημιές.

1905, 3 Ιούνη: Σεισμός 5,5 R στο Ληξούρι. Υλικές ζημιές.

1912, 24 Γενάρη: Καταστροφικός σεισμός 6,8 R στον Ασπρογέρακα (ΝΑ Κεφαλλονιά). Μεγάλες καταστροφές στην περιοχή Ελειού – Πρόννων. Ακολούθησαν σεισμοί με επίκεντρο το Αργοστόλι στις 25, 26/1 και 10/2 (5,9, 5,4 και 5,1 R αντίστοιχα).

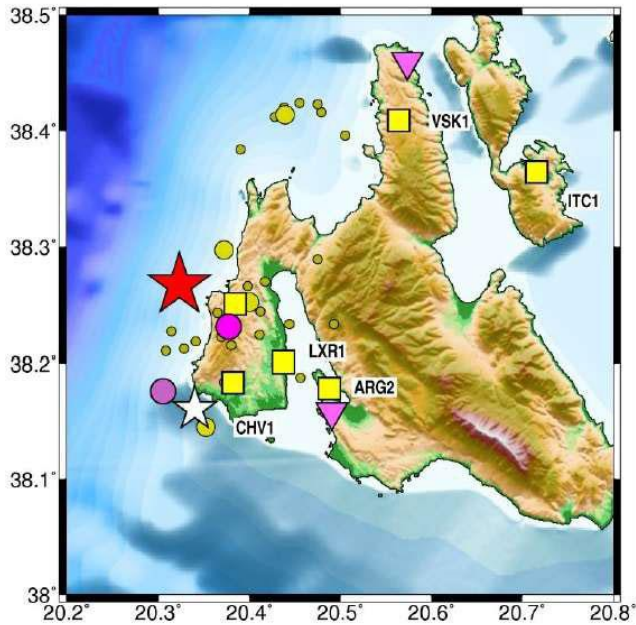
1915, 27 Γενάρη: Ισχυρός και καταστροφικός σεισμός στην Εξωγή της Ιθάκης (6,6 R). Στις 16/5 ισχυρός σεισμός 5,6 R στο Αργοστόλι, με ελάχιστες ζημιές. Στις 7/8 ισχυρός σεισμός και πάλι στην Ιθάκη με σοβαρές υλικές ζημιές (6,7 R). Την ίδια μέρα, σεισμός και στο Αργοστόλι (5,1 R). Στις 10/8, τρεις ακόμη ισχυροί

- σεισμοί στην Ιθάκη (5,7, 6,1 και 5,0 R). Η Ιθάκη θα χτυπηθεί άλλες τρεις φορές μέσα σε δύο μέρες (11, 12/8) από σεισμούς 6,4, 5,8 και 5,0 R.
- 1916, 9 Οκτώβρη:** Σεισμός 5 R στο Αργοστόλι με μικρές ζημιές.
- 1918, 28 Μάρτη:** Σεισμός 5 R στο Αργοστόλι με μικρές ζημιές.
- 1923, 20 Μάη:** Σεισμός 5,3 R χτυπά το Αργοστόλι. Υλικές ζημιές.
- 1932, 9 Μάρτη:** Ισχυρός σεισμός 5,6 R προκαλεί υλικές ζημιές στο Ληξούρι.
- 1933, 22 Μάρτη:** Ισχυρός σεισμός 5,2 R στο Αργοστόλι. Μικρές ζημιές.
- 1939, 20 Σεπτέμβρη:** Σεισμός 6,3 R, νοτιοδυτικά της Κεφαλονιάς.
- 1940, 2 Γενάρη:** Σεισμός 5,2 R στο Λιβάδι της Κεφαλλονιάς.
- 1943.** Χρονιά με πολλούς σεισμούς στην Κεφαλονιά (επίκεντρο στη θάλασσα): Στις 17/1, 5,6 R βόρεια του νησιού. Στις 14/2, σεισμοί 5,8 και 5,0 R, νοτιοδυτικά του νησιού. Στις 22/5, 5,6 R νοτιοανατολικά του νησιού, όπου και στις 14/6 (5,1 R).
- 1948, 22 Απρίλη:** Καταστροφικός σεισμός στη Βασιλική της Λευκάδας (6,5) γίνεται αισθητός στην Κεφαλονιά. Και δεύτερος σεισμός την ίδια χρονιά, στους Τσουκαλάδες της Λευκάδας (6,4 R), εξίσου καταστροφικός.
- 1949, 4 Φλεβάρη:** Σεισμός 5 R νοτιοανατολικά της Κεφαλονιάς.
- 1951, 20 Δεκέμβρη:** Σεισμός 5,3 στην Αγία Θέκλη της Κεφαλονιάς, με μικρές ζημιές.
- 1952:** Δύο ισχυροί σεισμοί στο Αργοστόλι, (5,4 R στις 9/3 και 5,1 R στις 5/10)
- 1953:** Η χρονιά της μεγάλης καταστροφής.
- Την Κυριακή, 9 Αυγούστου γίνεται ο πρώτος μεγάλος σεισμός με επίκεντρο τον Σταυρό Ιθάκης (6,4 R). Ο δεύτερος, (6,8 R) στις 11 Αυγούστου με 10 μετασεισμούς την ίδια μέρα (οι δύο μεγαλύτεροι 5,3 και 5,1 R). Στις 12 Αυγούστου το πρωί, ημέρα Τετάρτη, ένας ισχυρός σεισμός 5,2 R είναι απλώς το μήνυμα για την καταστροφή που θα ακολουθήσει (ώρα 09:23:52 Greenwich).
- Ο σεισμός των 7,2 R είναι ο καταστροφικότερος στην Ιστορία της Κεφαλλονιάς (η έντασή του έχει προσδιοριστεί ως X+), και ένας από τους καταστροφικότερους στη σεισμική ιστορία της Ελλάδας. Είναι χαρακτηριστικό ότι την ίδια μέρα καταγράφηκαν ισχυροί σεισμοί και σε άλλες περιοχές της Δυτικής Ελλάδας (Πύργος, Αμαλιάδα, Πάτρα –μεγέθους 6,3 R-, Καλάβρυτα, Αγρίνιο).
- Η Κεφαλονιά, η Ιθάκη και η Ζάκυνθος (που είχαν ήδη υποστεί σοβαρές ζημιές από τους σεισμούς της 9 και 11/8) ισοπεδώθηκαν σχεδόν ολοκληρωτικά: 27.658 από τις 33.300 οικοδομές κατέρρευσαν – μόνο 467 σώθηκαν (κυρίως στη Βόρεια Κεφαλονιά – περιοχή Ερίσου), ενώ όλες οι υπόλοιπες υπέστησαν σοβαρές ή ελαφρύτερες βλάβες.
- Ο συνολικός αριθμός των νεκρών ανήλθε σε 455, των αγνοουμένων σε 21 και των τραυματιών σε 2.412.
- Ακολούθησε μεγάλος αριθμός πολύ συχνών μετασεισμών που διήρκεσαν μέχρι τα τέλη Σεπτεμβρίου, πολλοί από τους οποίους είχαν μέγεθος μεγαλύτερο των 5,0 R. Στις 16/10 σεισμός 5,2 χτυπά το Ληξούρι, ενώ στις 20/11 σεισμός 5,1 R σημειώνεται με επίκεντρο την Ιθάκη. Όμως άλλες καταστροφές, όπως σημείωσε αθηναϊκή εφημερίδα, δεν πρόκειται να γίνουν, αφού τίποτα δεν είχε μείνει όρθιο...
- 1954, 8 Μάρτη:** Σεισμός 5,3 με επίκεντρο το Αργοστόλι.
- 1962, 17 Απρίλη:** Σεισμός 5,3 με επίκεντρο τη Σάμη. Είχε προηγηθεί, στις 10/4 ισχυρή σεισμική δόνηση 6,3 στις Βολίμες της Ζακύνθου.
- 1969, 7 Ιούνη:** Σεισμός 5 R με επίκεντρο τα Βαλσαμάτα (περιοχή Αγίου Γερασίμου).
- 1970, 1 Σεπτέμβρη:** Νέος ισχυρός σεισμός 5,0 R με επίκεντρο τα Βαλσαμάτα. Η περιοχή έχει δώσει ένα πλήθος δονήσεων μεταξύ 4,0 και 5,0 R τις τελευταίες δεκαετίες, χωρίς αξιοσημείωτες υλικές ζημιές.

- 1972, 17 Σεπτέμβρη:** Σεισμός 6,3 R με επίκεντρο την Παλική (Χαβριάτα, Κουβαλάτα, Δαμουλιανάτα). Υλικές ζημιές. Στις 30/10 ισχυρός σεισμός στο Νιοχώρι Ερίσου (5,4 R).
- 1974, 14 Δεκέμβρη:** Σεισμός 5,4 R στη Σάμη. Μικρές ζημιές.
- 1976, 11 Μάη:** Ισχυρός σεισμός 6,5 R στη Ζάκυνθο, γίνεται αισθητός στην Κεφαλονιά.
- 1983, 17 Γενάρη:** Μεγάλος σεισμός 7 R στην Κεφαλονιά (ο μεγαλύτερος μετά το 1953). Ελάχιστες υλικές ζημιές σημειώνονται στο νησί. Μεγάλη μετασεισμική ακολουθία στην περιοχή. Στις 19/1, νέος σεισμός 5,8 R στην περιοχή της Παλικής (Αγία Θέκλη), όπου και τρίτος ισχυρός σεισμός (6,2 R) στις 23/3. Από 17/1 μέχρι 14/5 σημειώνονται στην περιοχή άλλοι 10 σεισμοί μεγέθους πάνω από 5,0 R.
- 1987, 27 Φλεβάρη:** Σεισμός 5,7 R στην Κεφαλονιά, χωρίς υλικές ζημιές.
- 1988: Στις 18 και 22 Μάη και 6 Ιούνη, 3 ισχυροί σεισμοί 5,3, 5,4 και 5,0 R αντίστοιχα στην Κεφαλονιά. Στις 16/10, σεισμός 6,0 R στη θαλάσσια περιοχή δυτικά της Κυλλήνης γίνεται αισθητός στην Κεφαλονιά. Όλοι χωρίς υλικές ζημιές.
- 1989, 24 Αυγούστου: Σεισμός στο θαλάσσιο χώρο μεταξύ Κεφαλλονιάς και Ζακύνθου μεγέθους 5,2 R.
- 1992, 23 Γενάρη:** Δύο ισχυροί σεισμοί στην Κεφαλλονιά (5,6 και 5,1 R) χωρίς υλικές ζημιές.
- 1997, 18 Νοέμβρη:** Ισχυρός σεισμός 6,6 R στο θαλάσσιο χώρο νοτιοδυτικά της Ζακύνθου γίνεται αισθητός σε Ζάκυνθο και Κεφαλονιά.
- 2003, 14 Αυγούστου: Ο σεισμός της Λευκάδας (6,3 R) που προκάλεσε σοβαρές υλικές ζημιές στο νησί γίνεται αισθητός ιδίως στο βόρειο τμήμα της Κεφαλλονιάς – μικρές υλικές ζημιές σε παλιά σπίτια.
- 2006, 11 και 12 Απρίλη:** Τέσσερις ισχυροί σεισμοί με μεγέθη από 5,2 έως 5,9 πλήττουν τη Ζάκυνθο, με αρκετές υλικές ζημιές - γίνονται αισθητοί και στην Κεφαλονιά, με μικρές υλικές ζημιές.
- 2007, 25 Μάρτη:** Ισχυρός σεισμός μεγέθους 5,9 (κατ' άλλες μετρήσεις 5,7) με επίκεντρο τη θαλάσσια περιοχή βορειοδυτικά της Κεφαλλονιάς προκαλεί αρκετές υλικές ζημιές στο βορειοδυτικό κυρίως τμήμα του νησιού.
- 2008, 8 Ιούνη:** Ο ισχυρότατος και φονικός (2 νεκροί) σεισμός μεγέθους 6,9 στην Ανδραβίδα Ηλείας με πολλές υλικές ζημιές στην περιοχή, γίνεται αισθητός στην Κεφαλονιά.
- 2008, 30 Ιούλη:** Σεισμός με επίκεντρο νοτιοδυτικά της Κεφαλλονιάς και μέγεθος 5,5, χωρίς να προκληθούν υλικές ζημιές.

9.2. Σεισμός 2014-Χαρακτηριστικά & Επιπτώσεις

Στις 26 Ιανουαρίου 2014 ώρα 15:55 συνέβη ένας ισχυρός επιφανειακός σεισμός μεγέθους $M_w:6.1$ (HRV) με επίκεντρο τις νοτιοδυτικές ακτές της Κεφαλλονιάς, και συγκεκριμένα περί τα 9km νοτιοδυτικά του Ληξουρίου. Τον κύριο αυτό σεισμό ακολουθούν μέχρι και σήμερα αρκετοί μετασεισμοί μειούμενης συχνότητας. Στις 3 Φεβρουαρίου και ώρα 05:08 σημειώθηκε νέος ισχυρός επιφανειακός σεισμός μεγέθους ροπής $M_w:5.8$ (HRV) με επίκεντρο να εντοπίζεται στις Δυτικές ακτές της Κεφαλονιάς. Ο νέος αυτός σεισμός προέρχεται από την ενεργοποίηση γειτονικού ρήγματος.



Σχήμα: Επίκεντρο σεισμού 3ης Φεβρουαρίου 2014 (κόκκινο άστρο). Το άσπρο άστρο παριστάνει το επίκεντρο του σεισμού της 26ης Ιανουαρίου 2014 και τα κίτρινα τετράγωνα το στημένο δίκτυο φορητών σειсмоγράφων για την παρατήρηση του φαινομένου.

Μετά τον πρώτο σεισμό της 26ης Ιανουαρίου ένα δίκτυο σειсмоγράφων τοποθετήθηκε στο νησί με σκοπό να δώσει περισσότερες πληροφορίες για την γέννηση και εξέλιξη του φαινομένου των πρόσφατων σεισμών. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές επιτάχυνσης που καταγράφηκαν από τους σειсмоγράφους για αυτούς τους δύο σεισμούς σε συνδυασμό με την απόσταση των σειсмоγράφων από το επίκεντρο.

Όπως εύκολα μπορεί να γίνει αντιληπτό και οι δύο σεισμοί έδωσαν πολύ μεγάλες εδαφικές επιταχύνσεις. Η μέγιστη καταγεγραμμένη εδαφική επιτάχυνση στον σεισμό της 26^{ης} Ιανουαρίου καταγράφηκε στο Αργοστόλι περίπου 0.38g ενώ στον σεισμό την 3η Φεβρουαρίου στο Αργοστόλι μετρήθηκε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.26g και στα Χαβριάτα 0.75g.

ΘΕΣΗ ΣΕΙΣΜΟ- ΓΡΑΦΩΝ	ΣΕΙΣΜΟΣ 26/01/2014		ΣΕΙΣΜΟΣ 03/02/2014	
	Επικεντρική Απόσταση (km)	Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (m/s ²)	Επικεντρική Απόσταση (km)	Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (m/s ²)
Αργοστόλι	13	0.3834g	17	0.264g
Βασιλικάδες	34	0.095g	26	0.057g
Ληξούρι	-	-	12	0.601g
Χαβριάτα	-	-	11	0.751g

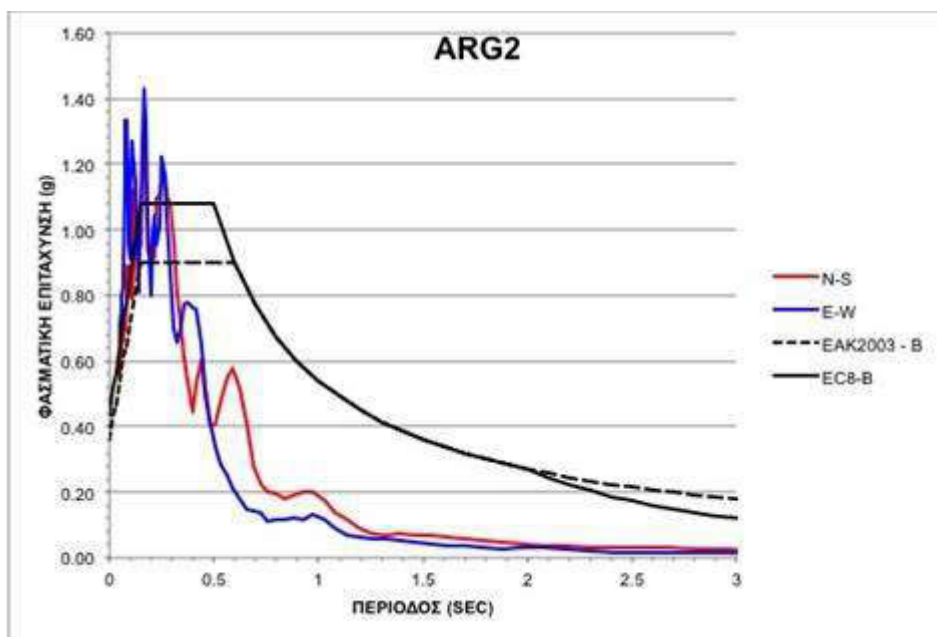
Πίνακας: Αποτελέσματα από την ανάλυση των καταγραφών των επιταχυνσιογράφων στους σεισμούς της 26/01/2014 και 03/02/2014.

Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο πως το μέγεθος του σεισμού σε κλίμακα Richter δεν έχει άμεση συσχέτιση με τις βλάβες που θα συμβούν σε μία κατασκευή. Ο κύριος παράγοντες που καθορίζουν τις βλάβες που θα συμβούν είναι η εδαφική επιτάχυνση στη θεμελίωση της κατασκευής, η χρονική διάρκεια του σεισμού και ο τύπος του εδάφους θεμελίωσης.

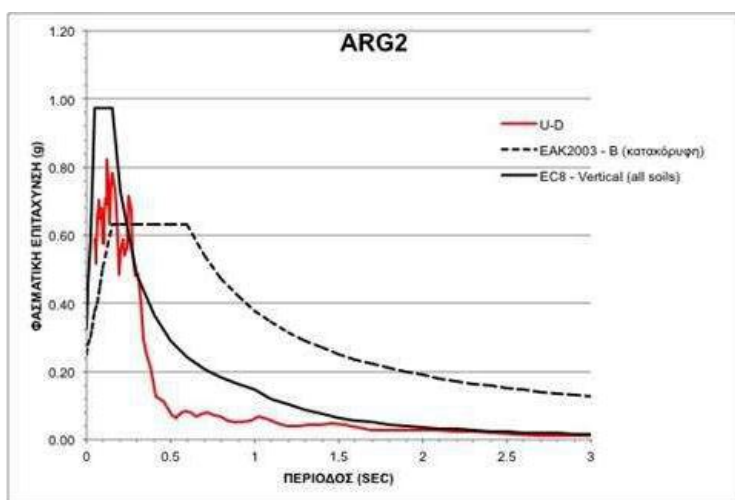
Για να καταλάβουμε το μέγεθος του σεισμού αλλά και την επίδραση που ενδέχεται να έχει στις κατασκευές πρέπει να μετατρέψουμε τις καταγραφές των επιταχυνσιογράφων σε φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων και να τα συγκρίνουμε με τα φάσματα σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών ΕΑΚ2000 και EC8-1.

Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για την περιοχή της Κεφαλλονιάς είναι 0.9g σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 και 1.08 σύμφωνα με τον EC8 (για έδαφος κατηγορίας Β). Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνεται η σύγκριση αυτών των διαγραμμάτων. Θα πρέπει να τονίσουμε πως στην Κεφαλλονιά σχεδόν καμία κατασκευή δεν έχει σχεδιαστεί με το νέο φάσμα του Ευρωκώδικα και ο λόγος που παρατίθεται στο παρακάτω σχήμα είναι για να γίνει αντιληπτό πως η πρόβλεψή του για τον σεισμό που συνέβη είναι πιο κοντά από αυτήν του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού 2000 (ΕΑΚ2000).

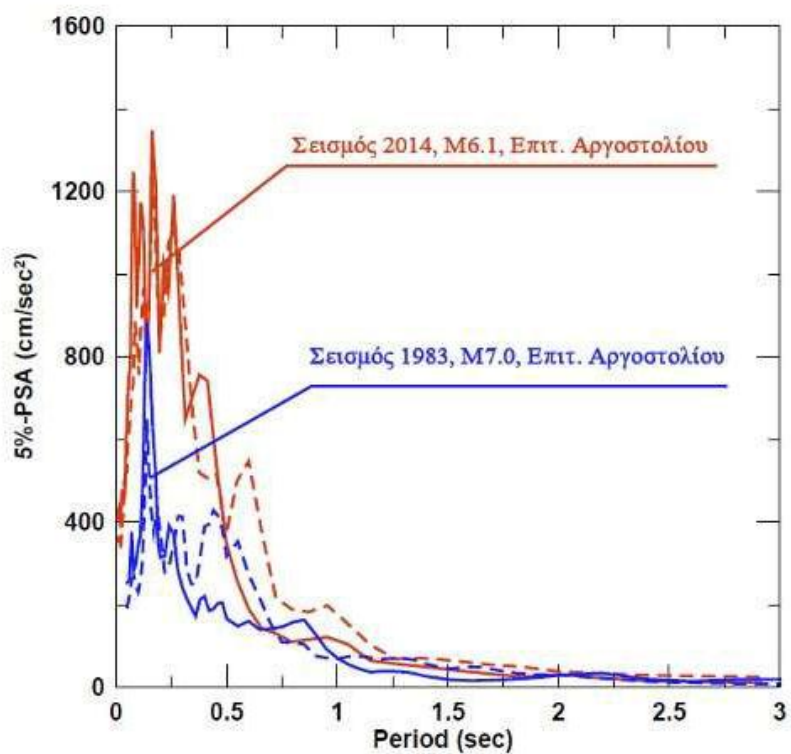
Επίσης παρατίθεται στη συνέχεια και σχήμα σύγκρισης φασμάτων απόκρισης επιταχύνσεων στο Αργοστόλι του σεισμού της 17.01.1983 (Μ7.0) και αυτού της 26.01.2014 (Μ6.1)



Σχήμα: Ελαστικά φάσματα οριζόντιων επιταχύνσεων σχεδιασμού κατά ΕΑΚ2003 και Ευρωκώδικα 8 σε σχέση με τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης στη θέση ARG2 του σεισμού της 26ης Ιανουαρίου 2014 (15:55).



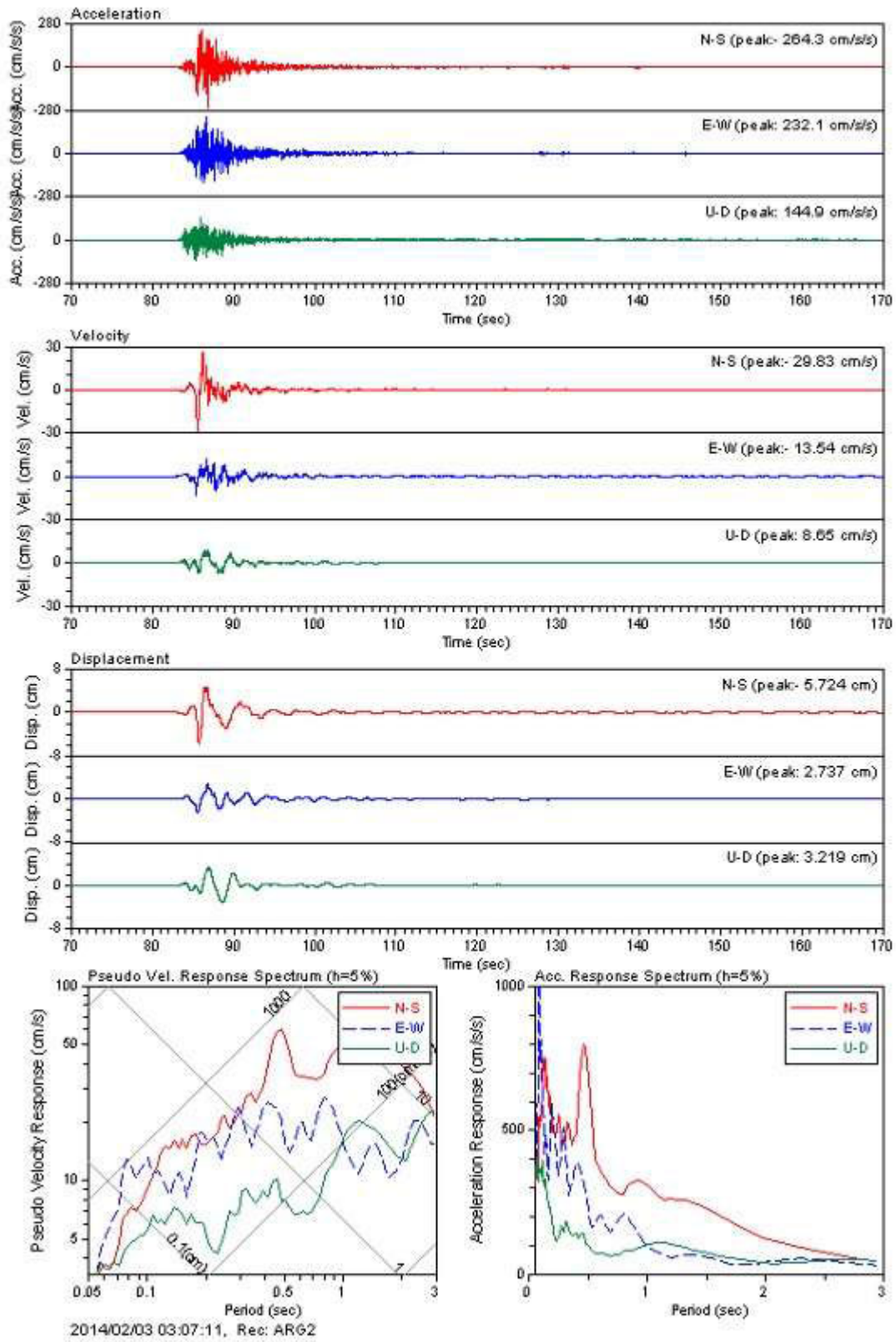
Σχήμα: Ελαστικά φάσματα κατακόρυφης επιτάχυνσης σχεδιασμού κατά ΕΑΚ2003 και Ευρωκώδικα 8 σε σχέση με τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης στη θέση ARG2 του σεισμού της 26ης Ιανουαρίου 2014 (15:55).



Σχήμα: Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιταχύνσεων των οριζοντίων συνιστωσών της σεισμικής κίνησης στο Αργοστόλι του σεισμού της 17.01.1983 (M7.0) και αυτού της 26.01.2014 (M6.1).

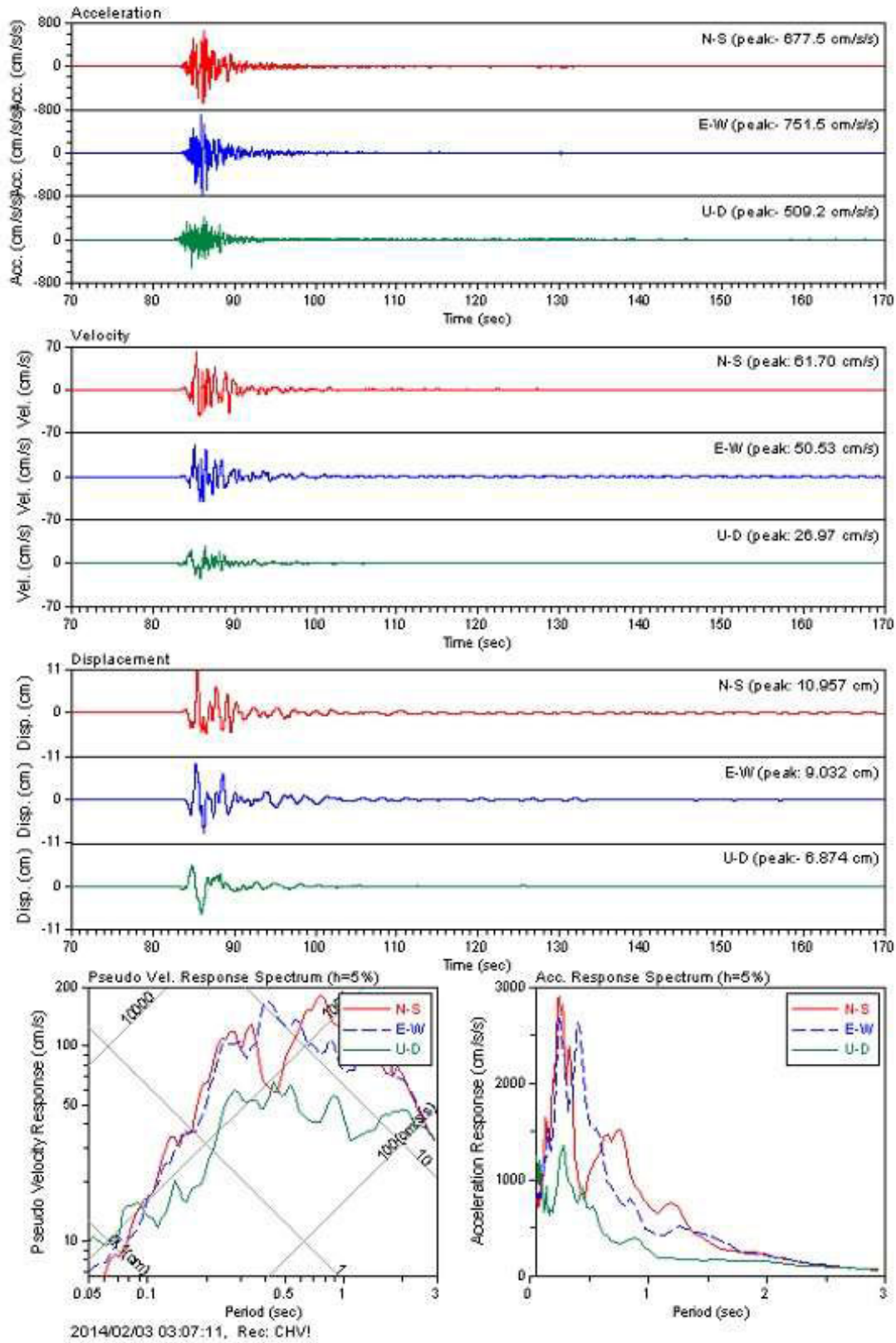
ΑΡΓΟΣΤΟΛΙ

Καταγραφή Σεισμού 3 Φεβρουαρίου 2014, 03:08



ΧΑΒΡΙΑΤΑ

Καταγραφή Σεισμού 3 Φεβρουαρίου 2014, 03:08



	ΣΕΙΣΜΟΣ 26/01/2014		ΣΕΙΣΜΟΣ 03/02/2014	
	Επικεντρική Απόσταση (km)	Μέγιστη Φασματική Επιτάχυνση (m/s ²)	Επικεντρική Απόσταση (km)	Μέγιστη Φασματική Επιτάχυνση (m/s ²)
Αργοστόλι	13	1.44g	17	1.00g
Βασιλικάδες	34	0.34g	26	0.18g
Ληξούρι	-	-	12	1.62g
Χαβριάτα	-	-	11	2.89g

Πίνακας: Μέγιστες οριζόντιες φασματικές ψευδοεπιταχύνσεις για απόσβεση 5%. Με κίτρινο σημειώνονται οι τιμές που ξεπερνούν το φάσμα σχεδιασμού - (μέγιστες επιτρεπτές τιμές σχεδιασμού EAK2000 0.90g, Eurocode 8 1.08g).

Μελετώντας όλα τα παραπάνω δεδομένα γίνεται αντιληπτό πως σε πολλές περιοχές του νησιού οι σεισμοί στις 26/01 και στις 03/02 ήταν έως και 3.2 φορές πιο μεγάλοι από τον σεισμό σχεδιασμού. Το σεισμικό δυναμικό της περιοχής εμφανίστηκε πολύ μεγαλύτερο από τις προβλέψεις και δεν είναι ντροπή να παραδεχτούμε πως αυτό που έσωσε το νησί ήταν η μικρή διάρκεια των σεισμικών δονήσεων. Αν η σεισμική ακολουθία κράταγε έστω και 10 δευτερόλεπτα παραπάνω οι ζημιές στο νησί θα ήταν πολύ πιο σημαντικές από τις σημερινές.

9.3. Οι προ του 1985 κατασκευές

Ο πρώτος πανελλήνιος Αντισεισμικό Κανονισμός ίσχυσε στη χώρα το 1959. Ωστόσο, πρώτη θέσπιση Α/Κ έγινε το 1928 για την περιοχή Κορίνθου-Λουτρακίου-Περαχώρας. Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμεινε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιελάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κατακόρυφα κυρίως φορτία. Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο

των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος. Ως αποτέλεσμα τα κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα συχνά χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση, με αποτέλεσμα το κτήριο να διαθέτει σαφές πλαίσιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν ουσιαστικά σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Πολύ συχνά επίσης η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων καθοριζόταν απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία πλήρων πλαισίων.

Δομικά συστήματα με τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορεί να είναι επαρκή για τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος, έχουν όμως προβληματική σεισμική συμπεριφορά και απαιτούν αρκετά προσεκτική και αξιόπιστη μαθηματική προσομοίωση και χρήση μεθόδων (κατά προτίμηση δυναμικής) ανάλυσης κατασκευών στο χώρο με H/Y.

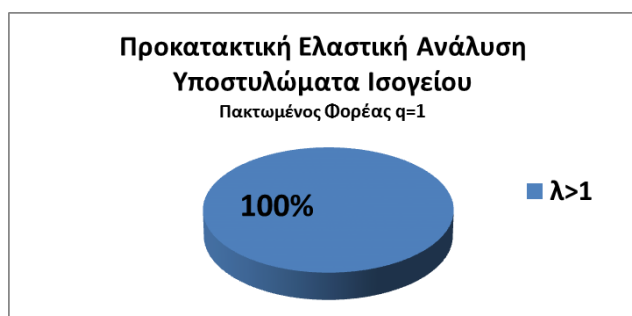
Ελλείπει όμως εύκολης πρόσβασης σε υπολογιστές, και, συνεπακολούθως, κατάλληλου λογισμικού, είχε επικρατήσει τότε στην Ελληνική μελετητική πρακτική ένας προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος (ανάλογα με τις ελαστικές δυσκαμψίες τους, θεωρώντας τα πακτωμένα στις στάθμες των ορόφων), ο οποίος οδηγούσε σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη, υποεκτιμώντας ή υπερεκτιμώντας την κατά περίπτωση. Οι επιπτώσεις των αστοχιών του προσομοιώματος και του τρόπου ανάλυσης που χρησιμοποιούνταν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτηρίων οπλισμένου σκυροδέματος μετά το 1959 θα μειωνόταν ουσιαστικά αν τα μέλη διέθεταν μεγάλη τοπική πλαστιμότητα, που θα επέτρεπε την ανακατανομή της σεισμικής έντασης από τα περισσότερο βεβαρημένα σημεία στα λιγότερο. Όμως τα κτήρια που σχεδιάσθηκαν και κατασκευάσθηκαν με τον Κανονισμό του 1959 εκτιμάται ότι διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που ισοδυναμεί περίπου με συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ 1.5 και 2.0, και αυτό οφείλεται στις υπεραντοχές του ΟΣ, λόγω χρήσης αυξημένων, για τα σημερινά δεδομένα, συντελεστών ασφαλείας υλικών. Το συμπέρασμα είναι ότι, αν δεν διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, (π.χ. λόγω καλής ποιότητας τοιχοπληρώσεων με πυκνή και κανονική διάταξη σε κάτοψη και χωρίς πολλά και μεγάλα ανοίγματα), τα κτήρια

Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάσθηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα. Η συνήθης όμως περίπτωση είναι οι υπεραντοχές αυτές να υφίστανται, οπότε τα προβλήματα εντοπίζονταν σε κτήρια με έλλειψη τοίχων (πχ πιλοτές).

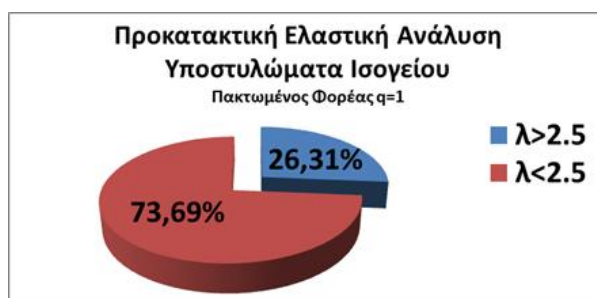
9.4 Παρατηρήσεις επί του μελετηθέντος κτιρίου (Πακτωμένο Μοντέλο)

9.4.1. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση

Οι τιμές των δεικτών ανεπάρκειας που προέκυψαν για το υφιστάμενο κτίριο ήταν υψηλές κυρίως στο ισόγειο. Συγκεκριμένα, **υπερκαταπονούμενος όροφος** είναι το **ισόγειο** με όλα τα υποστυλώματά του να ανεπαρκούν σε υψηλό βαθμό.



Ειδικότερα παρατηρούμε, ότι μεγαλύτερο από το 40% των υποστυλωμάτων του ισογείου έχουν δείκτη ανεπάρκειας που ξεπερνά την τιμή 2, ενώ το 25% έχουν λ μεγαλύτερο από 2,5.



Το μεγαλύτερο πρόβλημα εντοπίζεται στα υποστυλώματα **K31 & K34** διαστάσεων 50X30 του ισογείου όπου για μεν το K34 ο δείκτης καμπτικής ανεπάρκειας ξεπερνά το 4 και για το K31 είναι μεγαλύτερος από 3,5.

Οι δοκοί στην συντριπτική πλειοψηφία τους δεν εμφανίζουν καμπτική ανεπάρκεια. Εξαιρέση αποτελούν η Δ17 με $\lambda=1,60$ και η Δ8 με $\lambda=1,40$ στο ισόγειο.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα του ορόφου εμφανίζουν απόλυτη επάρκεια έναντι κάμψης με μοναδικό υποστυλώμα να έχει $\lambda=1,02$ το **K36**.

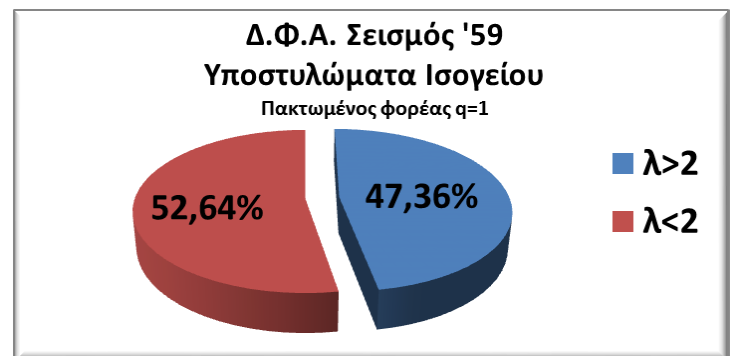


Άρα, η πρώτη εικόνα έδειξε ότι πρόβλημα θα έχουμε στο ισόγειο.

9.4.2. Δυναμική Φασματική Ανάλυση με τυχηματική εκκεντρότητα

9.4.2.1 Με το φάσμα του Κανονισμού του '59

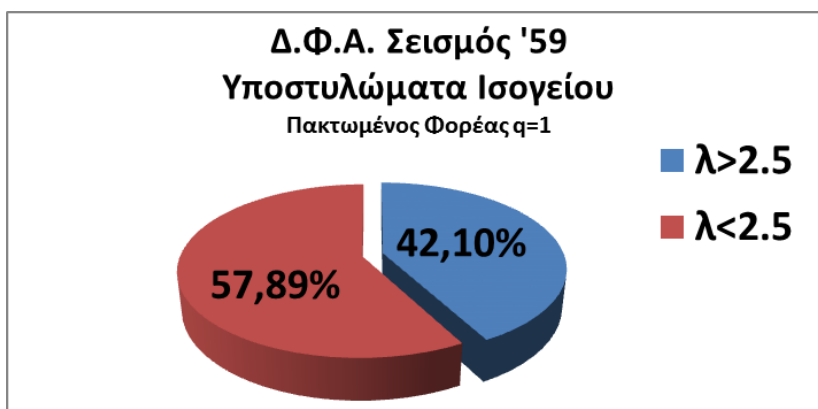
Εντοπίζονται υψηλές καμπτικές ανεπάρκειες τόσο στα υποστυλώματα του ισογείου όσο και στον όροφο. Πάλι υπερκαταπονούμενος όροφος είναι το ισόγειο.



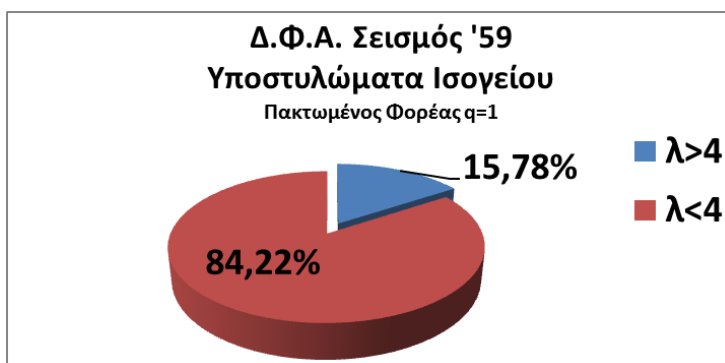
Σχεδόν το 50% των υποστυλωμάτων του ισογείου εμφανίζουν $\lambda > 2$ και το 40% έχουν $\lambda > 2,5$. Ο δείκτης καμπτικής ανεπάρκειας κυμαίνεται από 1 έως 5,3. Η μέγιστη τιμή ανεπάρκειας **5,3** παρουσιάζεται στο υποστυλώμα ισογείου **K34 (50X30)**, που αναμενόταν σύμφωνα με την προκατακτική.

Ειδικότερα, διαπιστώνεται μεγάλο πρόβλημα στα υποστυλώματα στις γωνίες του κτιρίου (υποστυλώματα **K30, K36, K35, K21, K18**). Το πρόβλημα αυτό συγκεντρώνεται στις δύο αντιδιαμετρικές πλευρές του κτιρίου με το μικρότερο μήκος, δηλαδή την ανατολική πλευρά και την δυτική. Η δυτική πλευρά είναι η πλευρά του αντισεισμικού αρμού.

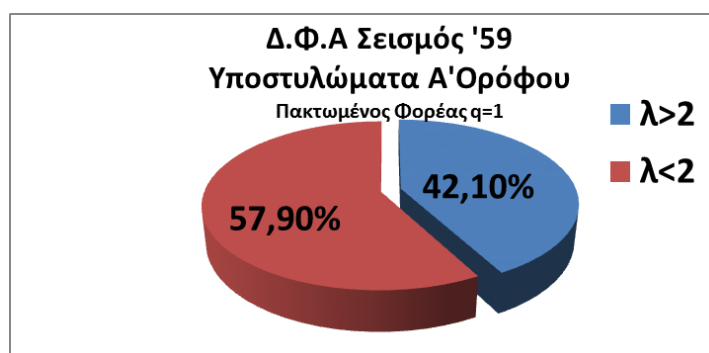
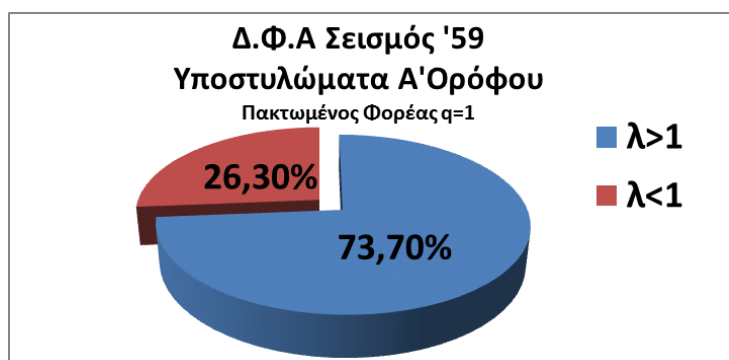
Τα

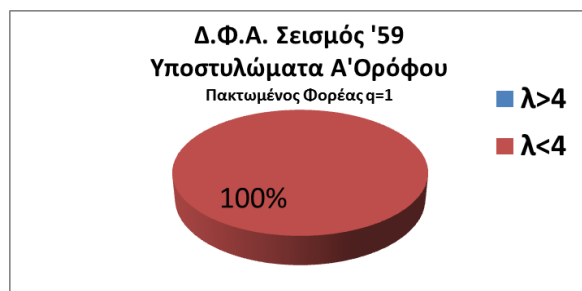


υποστυλώματα με λ μεγαλύτερο από 4 ή που προσεγγίζει το 4 είναι τα K34, K31, K30, K35, K19, K20.



Στον όροφο το πρόβλημα συνεχίζει να υπάρχει στα ίδια υποστυλώματα, βέβαια σε μικρότερο βαθμό. Το μέγιστο λ του ορόφου είναι κάτω από 4 και αντιστοιχεί στην κολώνα K34.

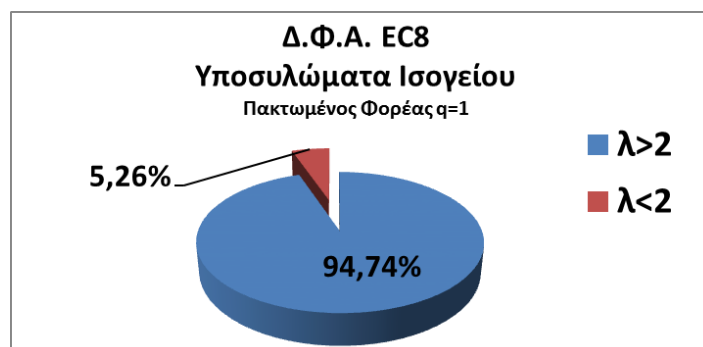
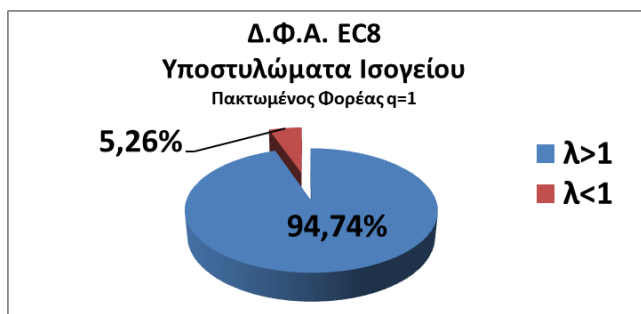
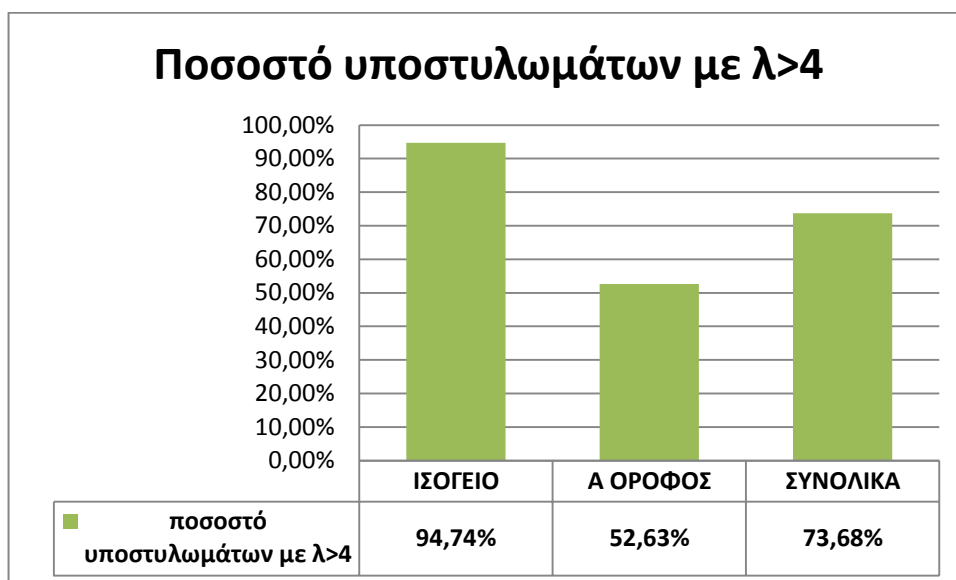


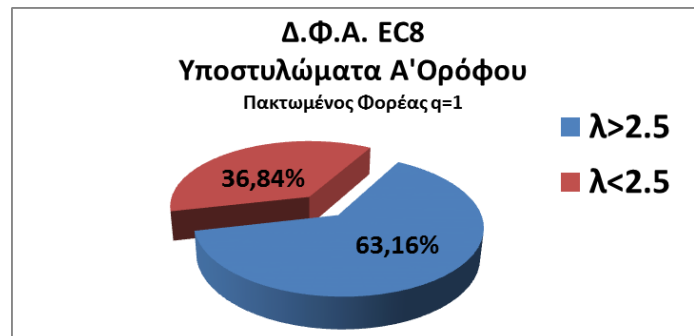
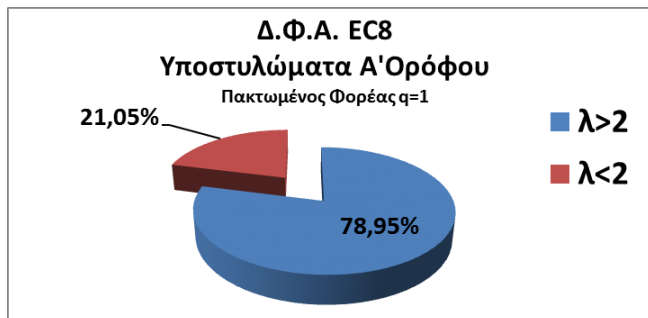
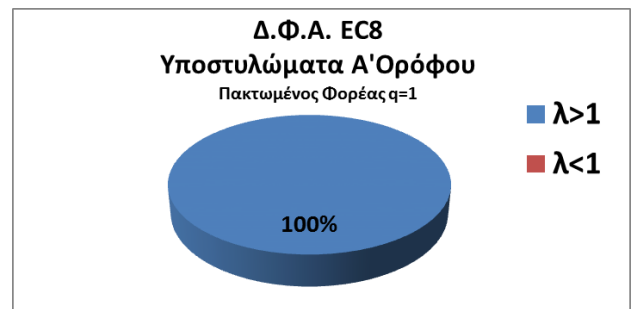
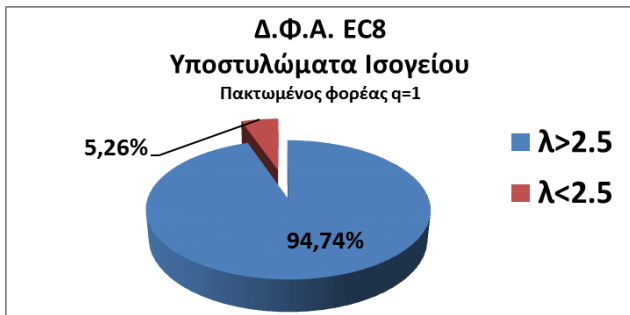


Στα δοκάρια δεν εντοπίζεται κάποιο πρόβλημα.

9.4.2.2. Με το φάσμα του ΕΚ8 ($q=1$)

Με τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8 οι δείκτες ανεπάρκειας που προκύπτουν είναι τεράστιοι. Το μέγιστο λ εντοπίζεται στο **Κ34 και Κ31(50Χ30)** (έχουν $\lambda > 13$).





Στα υποστυλώματα του ορόφου μειώνονται αρκετά τα λ σε σχέση με το ισόγειο μέχρι και 50%. Φαίνεται ακόμα πιο ξεκάθαρα η αδυναμία που έχουν τα υποστυλώματα **K18, K19, K20, K21, K30, K31, K34, K35, K36**.

9.4.3. Ανελαστική Στατική Ανάλυση

9.4.3.1. Με τον σεισμό του '59

Με βάση την ανελαστική ανάλυση για στοχευόμενη μετακίνηση του σεισμού του '59 εντοπίζουμε την μεγάλη έλλειψη πλαστιμότητας στο K19, στο οποίο αναπτύσσεται η πρώτη πλαστική άρθρωση.

Υπό τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού δεν υπάρχει πρόβλημα. Για τον δυσμενέστερο συνδυασμό κατά χ παρατηρούμε τα παρακάτω ως προς την ικανότητα μετελαστικής παραμόρφωσης του φορέα.

Στο ισόγειο παρατηρούμε την σταδιακή ανάπτυξη των πλαστικών αρθρώσεων.

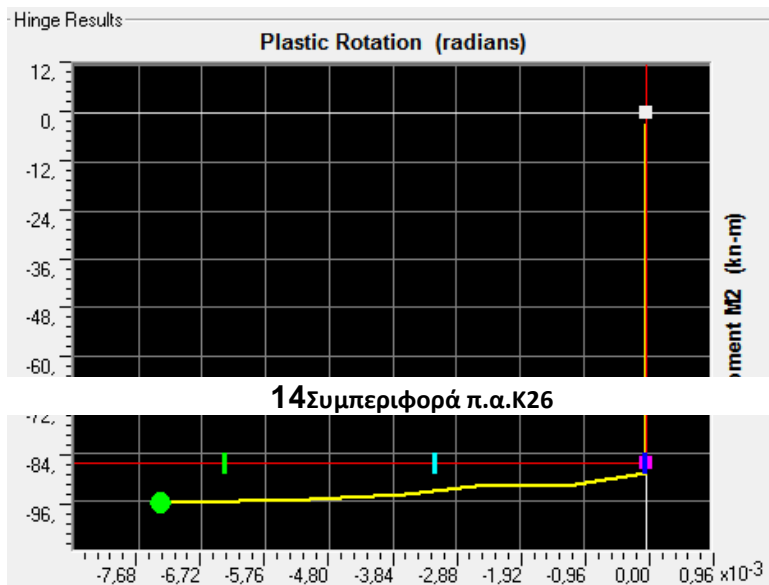
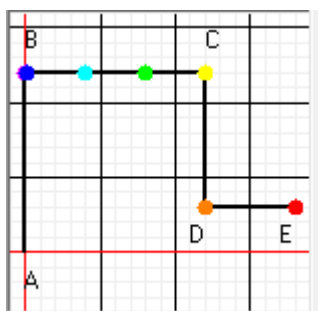
Στον όροφο δεν δημιουργούνται π.α. με εξαίρεση 3 υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα αυτά είναι τα K19, K30, K35 που εμφανίζουν στο άνω άκρο τους μία π.α. μπλε στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.

Στις δοκούς δεν δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις πουθενά.

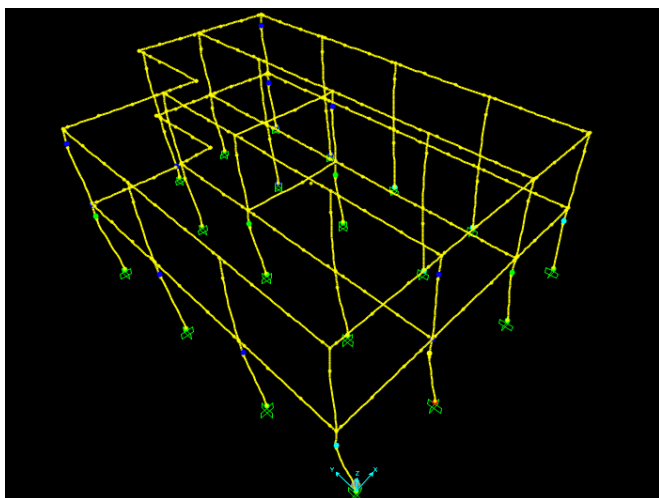
Για μετακίνηση της κορυφής μόλις **1cm** δημιουργείται η 1^η πλαστική άρθρωση στη βάση του **K19**. Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 2cm αναπτύσσεται και η 2^η π.α. στο K19 στην κεφαλή και ταυτόχρονα ανοίγουν πλαστικές αρθρώσεις άνω και κάτω στο K27. Το K19 και το K27 έχουν την ίδια συντεταγμένη κατά χ.

Για μετακίνηση **4cm** έχουμε την πρώτη κίτρινη π.α. στη βάση του K19. Για μετακίνηση **4,5cm** το K19 έχει πλαστικοποιηθεί πλήρως άνω και κάτω, με την κάτω π.α. να είναι κόκκινη και την άνω κίτρινη. Σ' αυτή την μετακίνηση έχουν επεκαταθεί σε όλο το ισόγειο πολλές πράσινες πλαστικές αρθρώσεις, που ξεπερνούν τη στάθμη επιτελεστικότητας Β. Ειδικότερα, τα K30, K27, K28, K20 άνω και κάτω έχουν πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες».

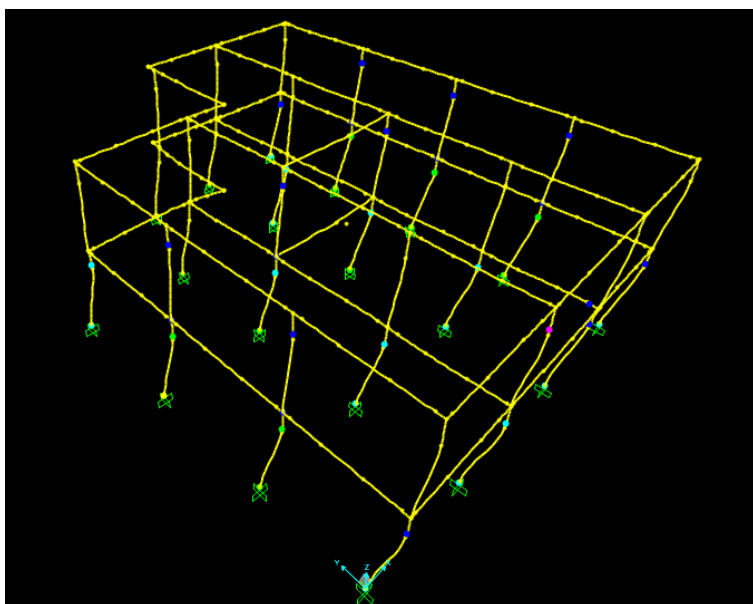
Για τον δυσμενέστερο συνδυασμό κατά y παρατηρούμε τα παρακάτω ως προς την ικανότητα μετελαστικής παραμόρφωσης του φορέα. Για μετακίνηση κορυφής κατά y 4cm στο τελευταίο στάδιο της pushover μόνο ένα κατακόρυφο στοιχείο έχει ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες». Πρόκειται για το **K26** που σε αυτή τη φάση έχει αναπτύξει άνω και κάτω πράσινες πλαστικές αρθρώσεις.



9.4.3.2. Με τον σεισμό του ΕΚ8



15 ΕΙΚΟΝΑ Π.Α. ΚΑΤΑ Χ



16 ΕΙΚΟΝΑ Π.Α. ΚΑΤΑ Υ

9.4.4. Περι Διατμητικής Ανεπάρκειας

9.5. Παρατηρήσεις για το Μοντέλο με τη θεμελίωση

9.5.1. Προκατακτική Ελαστική Ανάλυση (Χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα)

1. Υπερκαταπονούμενος όροφος είναι το ισόγειο με $\lambda=0,97-5,16$
2. Ο α' όροφος καταπονείται λιγότερο με 7 υποστυλώματα να έχουν $\lambda>1$
3. Τα 12/19 υποστυλώματα του ορόφου εμφανίζουν σχετική επάρκεια με $\lambda=(0,72-0,99)$

4. Υπερκαταπονούμενο στοιχείο σε κάθε όροφο

- Ισόγειο K34 (50X30) με $\lambda=5,16$
- Α' όροφος K31(50X30) με $\lambda=1,4$
- Υπόγειο K31 (50X30) $\lambda=3,70$

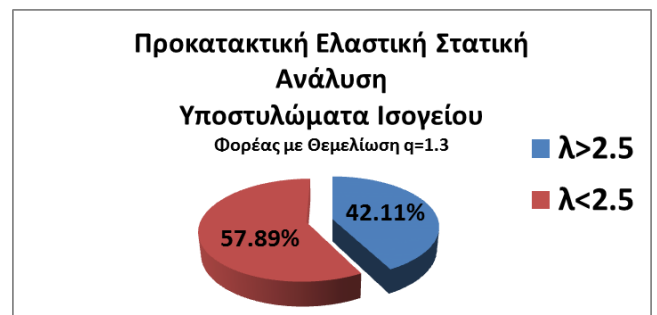
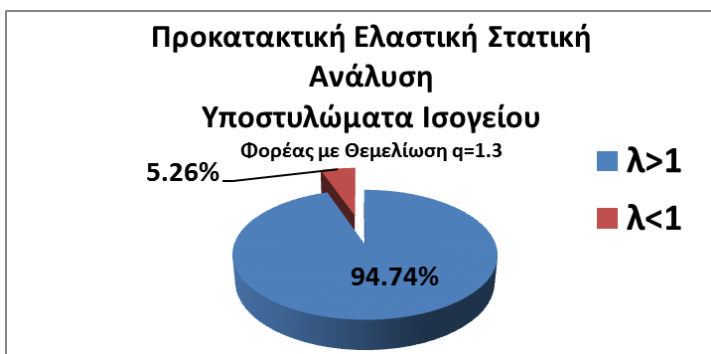
5. Το 20% των υποστυλωμάτων έχουν $\lambda>2,5$.

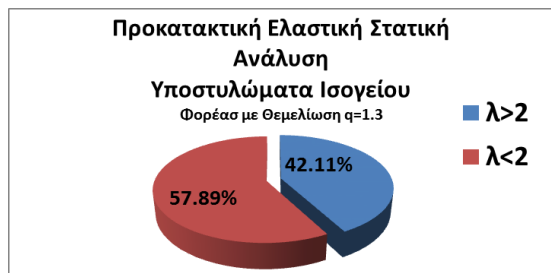
6. Γενικά στο ισόγειο παρατηρώ ότι συγκεντρώνεται μεγάλη ένταση στα περιμετρικά υποστυλώματα.

	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΟΛΙΚΑ
πλήθος υποστυλωμάτων με $\lambda>1$	18	7	17	42
πλήθος υποστυλωμάτων με $\lambda>2,5$	8	0	3	11
πλήθος υποστυλωμάτων με $\lambda>2$	8	0	4	12

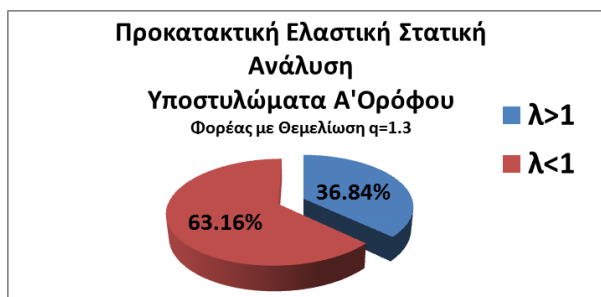
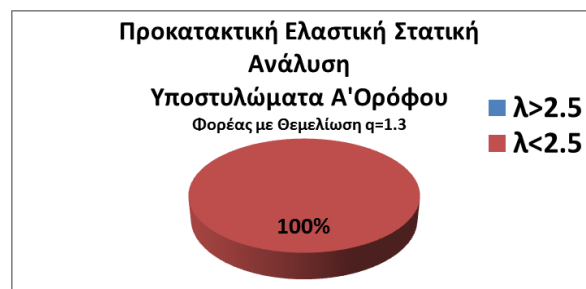
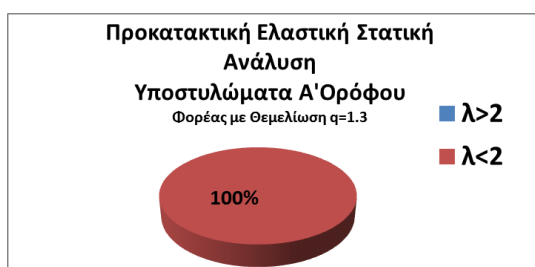
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΟΛΙΚΑ
ποσοστό υποστυλωμάτων με $\lambda>1$	94,74%	36,84%	89,47%	73,68%
ποσοστό υποστυλωμάτων με $\lambda>2,5$	42,11%	0,00%	15,79%	19,30%
ποσοστό υποστυλωμάτων με $\lambda>2$	42,11%	0,00%	21,05%	21,05%

Για τα υποστυλώματα ισογείου:

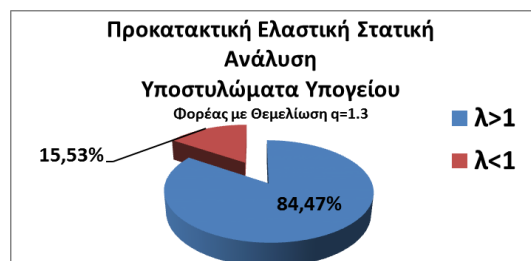
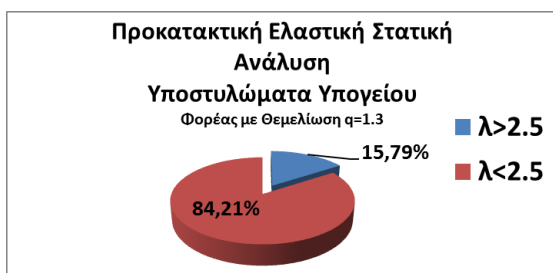


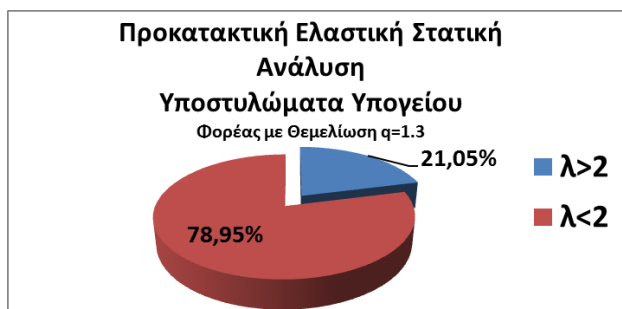


Για τα υποστυλώματα του ορόφου:



Για το υπόγειο:





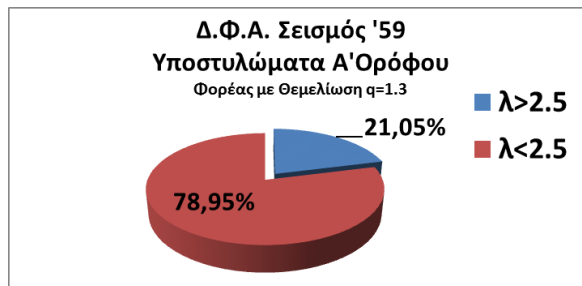
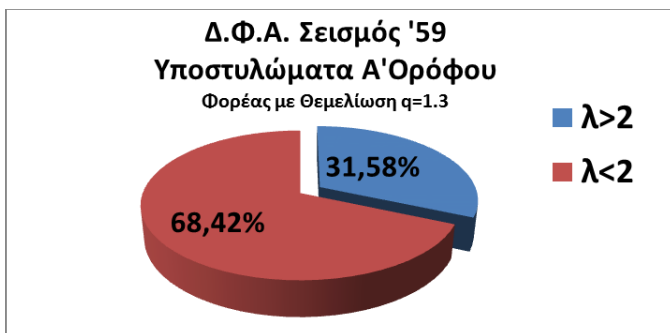
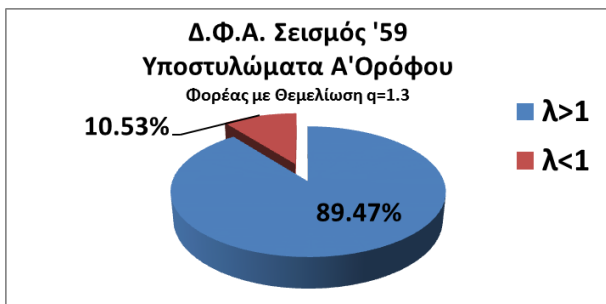
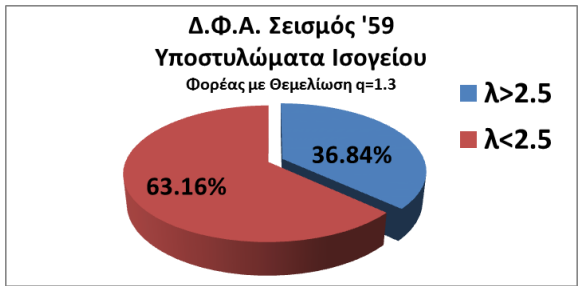
9.5.2. Δ.Φ.Α.

9.5.2.1. Με '59

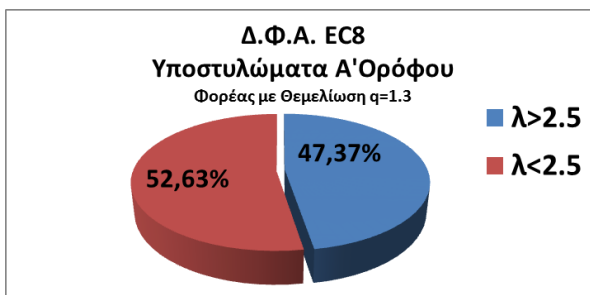
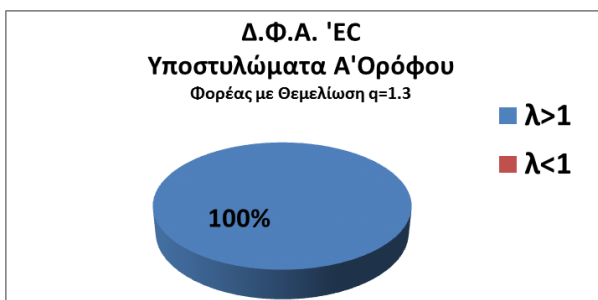
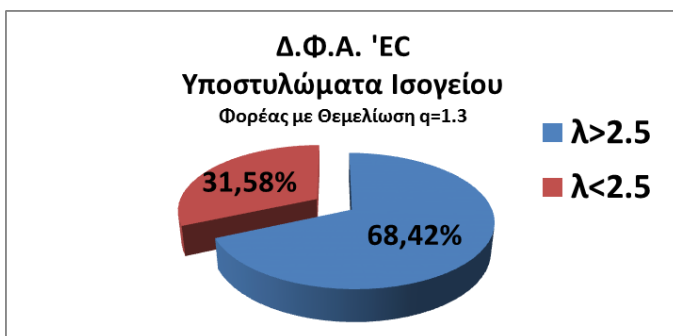
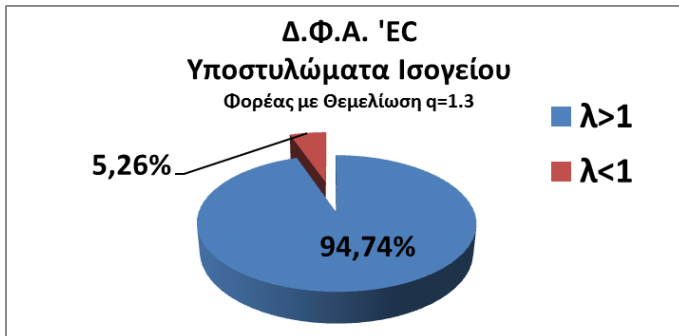
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΟΛΙΚΑ
πλήθος υποστυλωμάτων με $\lambda > 1$	18	17	19	54
πλήθος υποστυλωμάτων με $\lambda > 2,5$	7	4	2	13
πλήθος υποστυλωμάτων με $\lambda > 2$	8	6	4	18

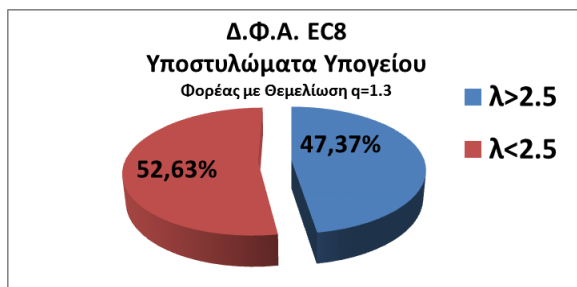
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ	ΥΠΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΟΛΙΚΑ
ποσοστό υποστυλωμάτων με $\lambda > 1$	94,74%	89,47%	100,00%	94,74%
ποσοστό υποστυλωμάτων με $\lambda > 2,5$	36,84%	21,05%	10,53%	22,81%
ποσοστό υποστυλωμάτων με $\lambda > 2$	42,11%	31,58%	21,05%	31,58%



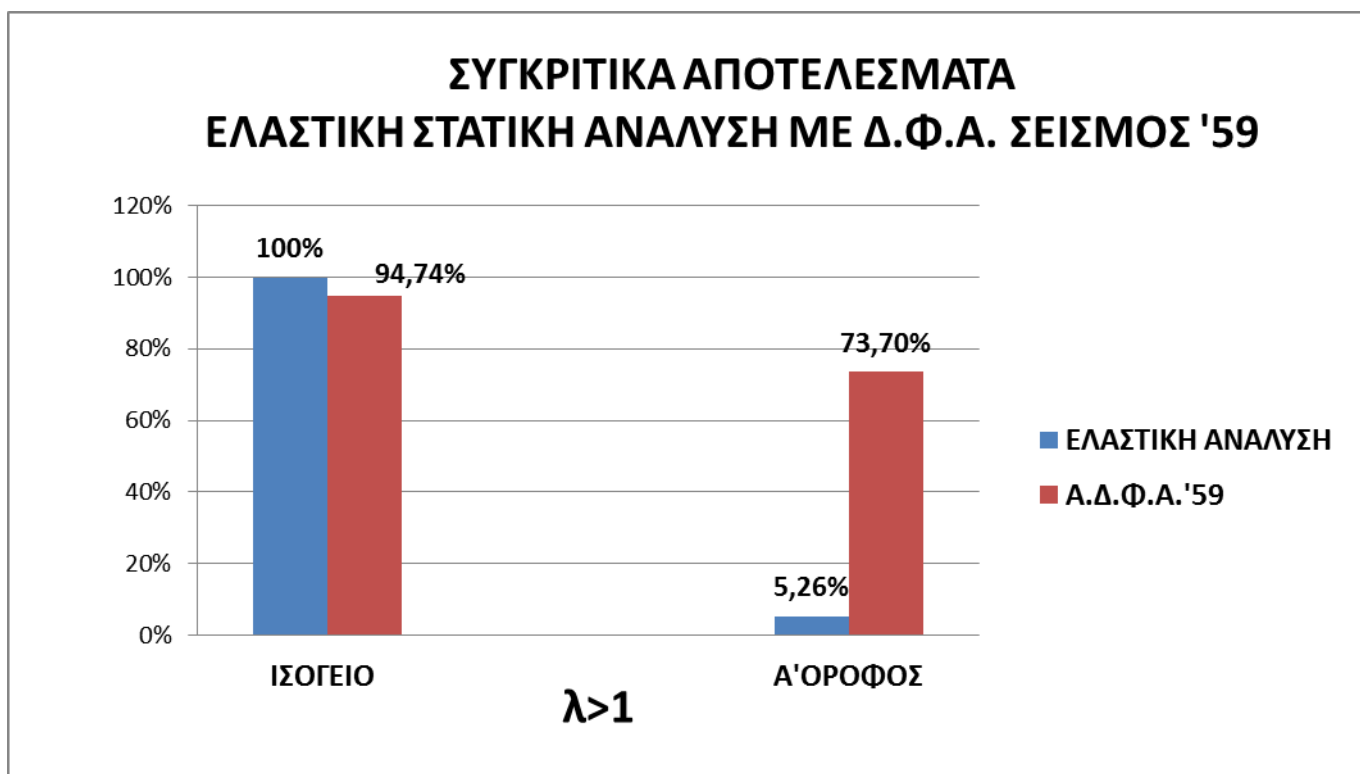


9.5.2.2. Με φάσμα EK8

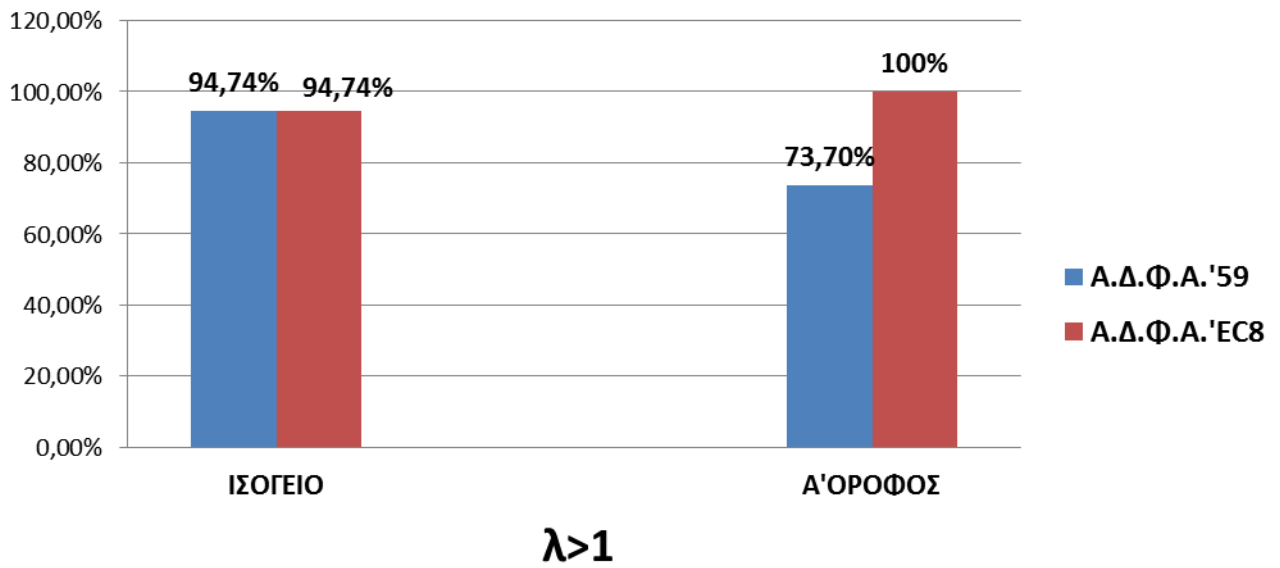




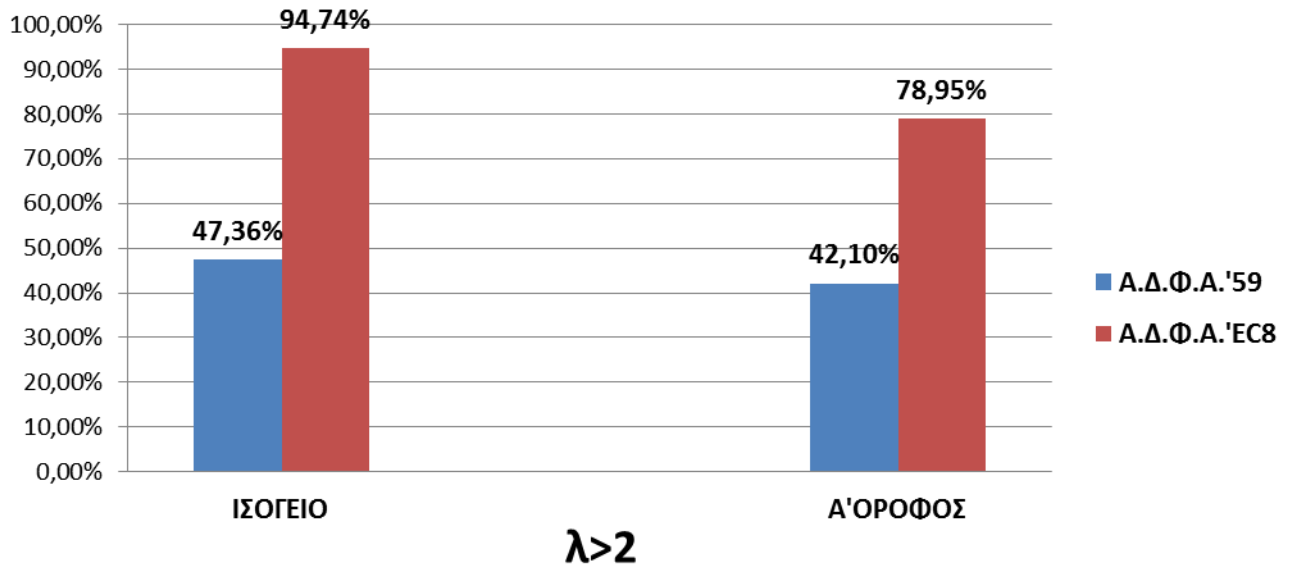
9.6. Συγκριτική Θεώρηση Αποτελεσμάτων Πακτωμένου έναντι Θεμελιωμένου



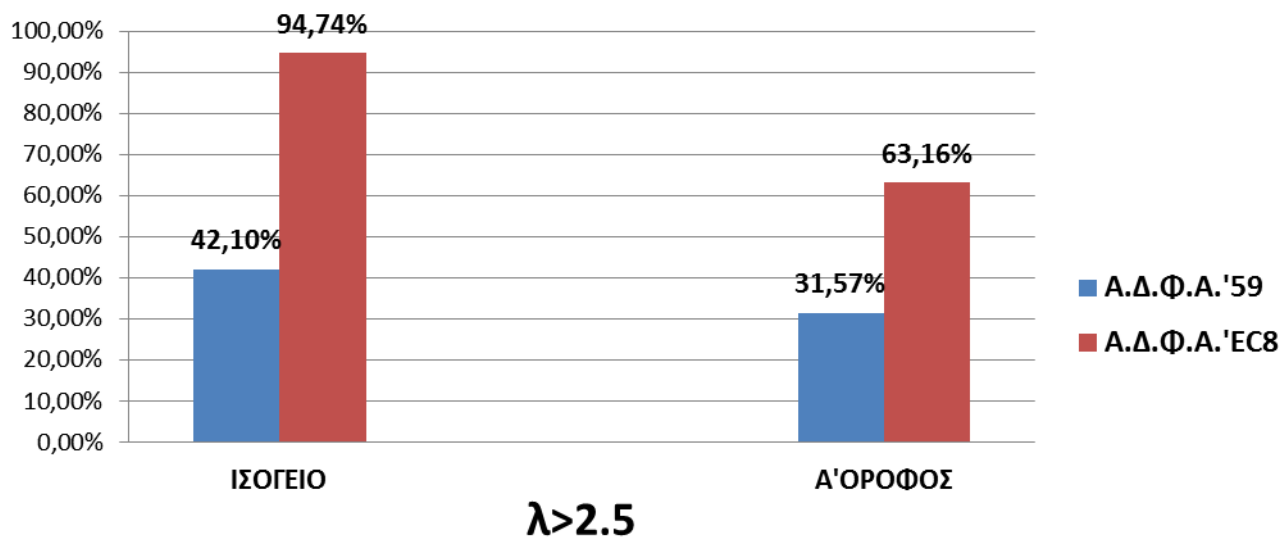
ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ Δ.Φ.Α. ΣΕΙΣΜΟΣ '59 ΜΕ Δ.Φ.Α. EC8



ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ Δ.Φ.Α. ΣΕΙΣΜΟΣ '59 ΜΕ Δ.Φ.Α. EC8



ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ Δ.Φ.Α. ΣΕΙΣΜΟΣ '59 ΜΕ Δ.Φ.Α. EC8



Φωτογραφία 16: Υποσύλωμα Κ18. Βλάβη βαθμού Α.



Φωτογραφία 17: Υποσύλωμα K19. Βλάβη βαθμού Α.



Φωτογραφία 18: Υποσύλωμα K26. Βλάβη βαθμού Α.



Φωτογραφία 19: Υποσύλωμα K27. Βλάβη βαθμού Δ.



Φωτογραφία 20: Υποσύλωμα K28. Βλάβη βαθμού Β2 (α).



Φωτογραφία 21: Υποσύλωμα Κ30. Βλάβη βαθμού Δ.



Φωτογραφία 22: Υποσύλωμα Κ31. Βλάβη βαθμού Β2 (γ).



Φωτογραφία 23: Υποσύλωμα Κ32. Βλάβη βαθμού Δ.



Φωτογραφία 24: Υποσύλωμα Κ33. Βλάβη βαθμού Β2 (α).



Φωτογραφία 25: Υποσύλωμα Κ34. Βλάβη βαθμού Δ.



Φωτογραφία 26: Υποσύλωμα Κ35. Βλάβη βαθμού Δ.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία»,Κωνσταντίνος Σπυράκος (Αθήνα,2004)
2. «Κανονισμός Επεμβάσεων» (ΦΕΚ 42/Β/20-01-2012) & (1η αναθεώρηση Ιούλιος 2013)
3. «ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ ΤΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑΣ,ΤΕΥΧΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ,Αρ.Φύλλου 455,25/02/2014
4. Ευρωκώδικας 2: “Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα” ,(EN 1992-1-1:2004)
5. Eurocode 8:Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1:General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998-1:2004)
6. Eurocode 8:Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, (EN 1998-1:2004)
7. «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000)», Ο.Α.Σ.Π.(2005)
8. «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.2000)», Ο.Α.Σ.Π.(2006)
9. «Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους ευρωκώδικες»,Αβραμίδη Ι.-Αθανατοπούλου Α.-Μορφίδη Κ.-Σέξτου Α.(Θεσσαλονίκη 2011)
10. «Αντισεισμικός Σχεδιασμός κτιριακών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με τον EC8», (τόμος Α +Β) Παναγιώτης Σ.Αντωνιάδης Πολιτικός Μηχανικός ΜΔΕ (2011)
11. Ψυχάρης Ν.Γ.(2010),«Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», σημειώσεις για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π.
12. «Εργαστήρια Πειραματικής Αντοχής των υλικών»,Ι.Ν.Πρασιανάκης &Σ.Κ.Κουρκουλής
- 13.«Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων»,Θ.Π.Τάσιος(2014-2015)
- 14.«Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model,Hazus-MH MR1,Advanced engineering building module»,Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate FEMA.

Πληροφορίες για τους σεισμούς στην Κεφαλλονιά

- 15.Γεωδυναμικό Ινστιτούτο Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών (ΓΙΕΑΑ)
- 16.Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ)
- 17.Euro-Mediterranean Seismological Centre (EMSC-CSEM)
- 18.Earthquake Hazards - United States Geological Survey's (Earthquake USGS)