



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΩΝ ΣΕ ΣΥΝΘΗΚΕΣ
ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

των φοιτητών
ΝΗΦΑΚΟΥ ΧΡΙΣΤΙΝΑ~ΦΑΙΔΡΑ
ΦΙΛΟΠΟΥΛΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ

επιβλέπων καθηγητής: Κ. ΣΠΥΡΑΚΟΣ, Καθηγητής ΕΜΠ
συνεπιβλέπων: Χ. ΜΑΝΙΑΤΑΚΗΣ, Πολ. Μηχ., Διδ. ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2015

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Σπυράκο για την συνεργασία και την καθοδήγησή του, καθώς και τον Διδάκτορα του ΕΜΠ κ. Μανιατάκη Χαρίλαο για την απεριόριστη και ανιδιοτελή συνεισφορά του χωρίς την οποία η περαίωση αυτής της εργασίας θα ήταν αδύνατη...

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το ερευνητικό αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της επάρκειας του Αντισεισμικού Σχεδιασμού Ανεμογεννήτριας σε συνθήκες κοντινού πεδίου.

Στο Κεφάλαιο 1, γίνεται μία συνοπτική παρουσίαση της ιστορικής εξέλιξης της εκμετάλλευσης της αιολικής ενέργειας καθώς και των χαρακτηριστικών των αιολικών μηχανών. Επιπλέον, δίνονται στατιστικά στοιχεία αναφορικά με την εγκατεστημένη ισχύ στον ελλαδικό και ευρωπαϊκό χώρο καθώς και οι δυνατότητες επέκτασής της. Τέλος, για λόγους πληρότητας, αφιερώνουμε χώρο στην παρουσίαση των παράκτιων (offshore) ανεμογεννητριών.

Στο Κεφάλαιο 2, επικεντρωνόμαστε στην ανωδομή ~ πύργο της αιολικής μηχανής. Ξεκινώντας παρουσιάζουμε όλες τις επιλογές μόρφωσης του πυλώνα, όλες τις φορτίσεις που εξετάζουμε καθώς και τον τρόπο υπολογισμού αυτών. Στην συνέχεια, επικεντρωνόμαστε στον πυλώνα της υπό εξέταση ανεμογεννήτριας και στην μοντελοποίηση του μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, v15.

Στο Κεφάλαιο 3, ακολουθώντας την ίδια συλλογιστική, ξεκινάμε με μία γενική παρουσίαση όλων των τύπων θεμελιώσεως αιολικών μηχανών καθώς και όλων των θεμάτων γεωτεχνικού ενδιαφέροντος που θα μας απασχολήσουν στην συνέχεια. Εν τέλει, επικεντρωνόμαστε στη συμβατική θεμελίωση της υπό εξέταση αιολικής μηχανής και την μοντελοποίηση της χρησιμοποιώντας επιφανειακά στοιχεία κελυφών αλλά και πεπερασμένα στοιχεία όγκου.

Στο Κεφάλαιο 4, αντιμετωπίζουμε την αιολική μηχανή ως ενοποιημένο φορέα ανωδομής και θεμελίου. Μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων επικεντρωνόμαστε στις φορτίσεις της κατασκευής είτε με τα ελαστικά φάσματα απόκρισης του Ελληνικού και του Ευρωπαϊκού Αντισεισμικού Κανονισμού είτε με επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα σεισμών κοντινού πεδίου.

Στο Κεφάλαιο 5, παρουσιάζουμε μία εναλλακτική θεμελίωση των αιολικών μηχανών, που βρίσκει όλο ένα και μεγαλύτερη αποδοχή. Πρόκειται για εφαρμογή της τεχνολογίας των προεντεταμένων αγκυρίων που οδηγεί σε μία σημαντική οικονομία στον όγκο του χρησιμοποιούμενου σκυροδέματος και χάλυβα.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 6, παρουσιάζονται αναλυτικά όλα τα προκύπτοντα αποτελέσματα των διενεργούμενων αναλύσεων καθώς και σημαντικά συγκριτικά αποτελέσματα μεταξύ διαφόρων Κανονισμών, Δυναμικών Αναλύσεων αλλά και διαφόρων τύπων προσομοιώσεων στα πεπερασμένα στοιχεία.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Κεφάλαιο 1: 2010~2020, Η ΔΕΚΑΕΤΙΑ ΤΟΥ ΑΝΕΜΟΥ	1
1.1 Εισαγωγή.....	1
1.2 Η σύγχρονη αξιοποίηση της αιολικής ενέργειας, τρόπος λειτουργίας μιας τυπικής ανεμογεννήτριας.....	4
1.2.1 Τύποι Ανεμογεννητριών.....	4
1.2.1.1 Α/Γ Κατακόρυφου Άξονα.....	5
1.2.1.2 Α/Γ Οριζοντίου Άξονα.....	7
1.2.2 Τυπικά μέρη Α/Γ Οριζοντίου άξονα.....	8
1.2.3 Καμπύλη Ισχύος Α/Γ (Power Curve).....	10
1.3 Προοπτικές της αιολικής ενέργειας στην Ελλάδα και στην Ευρώπη.....	12
1.4 Η θέση των επικριτών της αιολικής ενέργειας.....	16
1.5 Υπεράκτιες (offshore) Α/Γ.....	17
1.5.1 Η εξέλιξη της εκμετάλλευσης της υπεράκτιας αιολικής ενέργειας.....	17
1.5.2 Προοπτικές της υπεράκτιας αιολικής ενέργειας στην Ελλάδα και στην Ευρώπη.....	20
1.5.3 Σύγκριση αιολικών μηχανών ξηράς και θαλάσσης.....	22
Κεφάλαιο 2: Η ΑΝΩΔΟΜΗ ΤΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΗΣ.....	26
2.1 Γενική παρουσίαση της ανωδομής μιας αιολικής μηχανής οριζοντίου άξονα.....	26
2.1.1 Εναλλακτικές διατομές του πύργου της Α/Γ.....	26
2.1.2 Απαιτήσεις σχεδιασμού Πύργου Α/Γ.....	30
2.1.3 Φορτία και ανάλυση σχεδιασμού πύργου Α/Γ.....	32
2.1.3.1 Φορτία ασκούμενα απευθείας στον πύργο.....	33
2.1.3.1.1 Μόνιμα φορτία.....	33
2.1.3.1.2 Φορτία λόγω Ανέμου.....	34
2.1.3.2 Φορτία που μεταβιβάζονται από την τουρμπίνα στον πύργο.....	41
2.1.3.3 Σεισμικά φορτία.....	47
2.1.3.3.1 Το φαινόμενο του σεισμού.....	47
2.1.3.3.2 Προσομοίωση σεισμικών διέγερσεων.....	48
2.1.3.3.2.1 Κατά ΕΑΚ2000.....	48
2.1.3.3.2.2 Κατά EC8.....	55
2.1.3.3.3 Σεισμική Απόκριση Κατασκευών- η Δυναμική Φασματική Ανάλυση.....	62

2.1.3.3.4 Σεισμική Απόκριση Κατασκευών- Μη γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες φόρτισης.....	67
2.1.3.3.4.1 Μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφήματων.....	67
2.1.3.3.4.2 Επιταχυνσιογραφήματα.....	68
2.1.3.3.4.2.1 Γενική περιγραφή επιταχυνσιογραφήματων.....	68
2.1.3.3.4.2.2 Κριτήρια επιλογής επιταχυνσιογραφήματων.....	71
2.1.3.3.4.2.3 Συντελεστές μεγέθυνσης επιταχυνσιογραφήματων.....	72
2.1.3.3.4.2.4 Η τεχνολογία των επιταχυνσιογράφων.....	73
2.1.3.4 Φορτία Κόπωσης.....	76
2.2 Παρουσίαση του πυλώνα της υπό εξέταση αιολικής μηχανής.....	77
2.3 Ανάλυση του πυλώνα της υπό εξέταση αιολικής μηχανής μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, version 15.....	86
2.3.1 Μοντελοποίηση Φορέα.....	86
2.3.2 Υπολογισμός Δυσκαμψίας Πυλώνα.....	98
2.3.3 Στατική Επίλυση για κατακόρυφα φορτία.....	99
2.3.4 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	102
2.3.5 Δυναμική Φασματική Ανάλυση.....	103
2.3.5.1 ΔΦΑ κατά ΕΑΚ2000.....	103
2.3.5.2 ΔΦΑ κατά EC8.....	109

Κεφάλαιο 3: ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΗΣ.....115

3.1 Γενική παρουσίαση της συμβατικής θεμελίωσης μίας τυπικής αιολικής μηχανής ξηράς ή θαλάσσης.....	115
3.1.1 Συμβατικές μέθοδοι θεμελίωσης Α/Γ.....	116
3.1.1.1 Συμβατικές μέθοδοι θεμελίωσης Α/Γ ξηράς.....	116
3.1.1.1.1 Θεμελίωση μέσω εκτενούς πεδίου.....	116
3.1.1.1.2 Θεμελίωση με πασσάλους.....	118
3.1.1.2 Συμβατικές μέθοδοι θεμελίωσης Α/Γ θαλάσσης.....	119

3.1.2	Φορτία και ανάλυση σχεδιασμού θεμελίωσης χερσαίας Α/Γ.....	122
3.1.2.1	Φορτία ασκούμενα απευθείας στο θεμέλιο.....	123
3.1.2.2	Φορτία που μεταβιβάζονται από την ανωδομή στη θεμελίωση.....	124
3.2	Βασικά θέματα Γεωτεχνικού Σχεδιασμού.....	129
3.2.1	Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας επιφανειακής θεμελίωσης.....	129
3.2.2	Επιφανειακή θεμελίωση με υπερβολικά έκκεντρη φόρτιση.....	134
3.2.3	Έλεγχος έναντι ολίσθησης επιφανειακής θεμελίωσης.....	135
3.2.4	Έλεγχοι συνολικής ευστάθειας επιφανειακής θεμελίωσης.....	136
3.2.5	Αλληλεπίδραση Εδάφους ~ Κατασκευής.....	137
3.2.6	Προσομοίωση διεπιφάνειας Θεμελίου ~ Κατασκευής.....	142
3.2.6.1	Γραμμική κατανομή πιέσεων επαφής.....	143
3.2.6.2	Εδαφικό προσομοίωμα ελαστικού ισότροπου ημιχώρου.....	143
3.2.6.3	Προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler.....	145
3.2.6.4	Διπαραμετρικά προσομοιώματα.....	147
3.2.6.5	Ελαστοπλαστική Θεώρηση.....	147
3.2.7	Δείκτης αντίστασης εδάφους K_s	148
3.3	Παρουσίαση της θεμελίωσης της υπό μελέτη Α/Γ.....	152
3.4	Ανάλυση της θεμελίωσης της υπό μελέτη Α/Γ μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, version 15.....	157
3.4.1	Μοντελοποίηση του φορέα.....	162
3.4.1.1	Πεπερασμένα στοιχεία λεπτών κελυφών (shell thin elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (springs elements).162	
3.4.1.2	Πεπερασμένα στοιχεία λεπτών κελυφών (shell thin elements) με προσομοίωση μη γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements).171	
3.4.1.3	Πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών (shell thick elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (springs elements).173	
3.4.1.4	Πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών (shell thick elements) με προσομοίωση μη γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements).174	
3.4.1.5	Πεπερασμένα στοιχεία όγκου (solid elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (springs elements).....175	
3.4.1.6	Πεπερασμένα στοιχεία όγκου (solid elements) με προσομοίωση μη γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements).....177	

Κεφάλαιο 4: Η ΑΙΟΛΙΚΗ ΜΗΧΑΝΗ ΩΣ ΕΝΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΜΟΝΤΕΛΟ

.....	179
4.1 Μεταβίβαση φορτίων ανωδομής στη θεμελίωση της Α/Γ.....	181
4.2 Επιλογή κατάλληλου συντελεστή ιξώδους απόσβεσης για το ενοποιημένο μοντέλο.....	183
4.3 Η απόσβεση στις κατασκευές.....	185
4.3.1 Εκτίμηση ιδιομορφικών λόγων απόσβεσης.....	185
4.3.2 Μητρώο απόσβεσης.....	188
4.3.3 Κλασικό μητρώο απόσβεσης.....	189
4.3.3.1 Απόσβεση Rayleigh.....	189
4.3.3.2 Απόσβεση Caughey.....	194
4.4 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	195
4.5 Δυναμική Φασματική Ανάλυση.....	197
4.6 Μη γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορίες φόρτισης.....	198
4.6.1 Οι χρονοϊστορίες φόρτισης.....	198
4.6.2 Μοντελοποίηση των χρονοϊστοριών φόρτισης.....	205

Κεφάλαιο 5: ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΑ ΑΓΚΥΡΙΑ, ΜΙΑ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ.....209

5.1 Εισαγωγή.....	209
5.1.1 Τμήματα Αγκυρίου.....	210
5.1.2 Φάσεις Κατασκευής.....	212
5.1.3 Τύποι Αγκυρίων.....	213
5.1.4 Φέρουσα Ικανότητα Αγκυρίων.....	214
5.1.5 Εφαρμογές Προεντεταμένων Αγκυρίων Εδάφους.....	217
5.2 Παρουσίαση των υπό εξέταση Αγκυρίων.....	218

Κεφάλαιο 6: ΤΕΛΙΚΕΣ ΣΥΓΞΕΡΙΣΕΙΣ ~ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....239

6.1 Σύγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού και Ευρωκώδικα 8.....	243
6.2 Σύγκριση πεπερασμένων στοιχείων παχιών και λεπτών κελυφών (shell thick έναντι shell thin elements).....	246
6.2.1 Προσομοίωση με γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (spring elements).....	246
6.2.1.1 Άνω Ακτινικός Οπλισμός (Top Radial Reinforcement).....	250

6.2.1.2	Κάτω Ακτινικός Οπλισμός (Bottom Radial Reinforcement).....	250
6.2.1.3	Επαυξημένος Άνω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Top Concentric Reinforcement Bolt).....	251
6.2.1.4	Επαυξημένος Κάτω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Bottom Concentric Reinforcement Bolt).....	251
6.2.1.5	Απομειωμένος Άνω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Top Concentric Reinforcement Middle).....	252
6.2.1.6	Απομειωμένος Κάτω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Bottom Concentric Reinforcement Middle).....	252
6.2.2	Προσομοίωση με μη- γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (gap elements).....	254
6.3	Σύγκριση πεπερασμένων στοιχείων παχιών κελυφών και στοιχείων όγκου (shell thick έναντι solid elements).....	260
6.3.1	Προσομοίωση με γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (spring elements).....	260
6.3.2	Προσομοίωση με μη γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (gap elements).....	264
6.4	Σύγκριση σεισμικών γεγονότων (χρονοϊστοριών) για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και για προσομοίωση εδάφους ως γραμμικώς και μη- γραμμικώς ελατηριωτό.....	268
6.4.1	Σεισμικό γεγονός San Fernando (1971), καταγεγραμμένο ως NGA77.....	268
6.4.1.1	Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (spring elements).....	268
6.4.1.2	Μη- Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (gap elements).....	271
6.4.2	Σεισμικό γεγονός Irpinia, Italy (1980), καταγεγραμμένο ως NGA292.....	273
6.4.2.1	Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (spring elements).....	273
6.4.2.2	Μη- Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (gap elements).....	276
6.4.3	Σεισμικό γεγονός Northridge (1994), καταγεγραμμένο ως NGA1086.....	278
6.4.3.1	Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (spring elements).....	278
6.4.3.2	Μη- Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (gap elements).....	281
6.5	Σύγκριση απόκρισης του ενοποιημένου φορέα υπό την φόρτιση σεισμικών γεγονότων (χρονοϊστοριών) για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και μοντέλου απλού θεμελίου με πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών και μη- γραμμικά ελατήρια (shell thick και gap elements).....	284
6.5.1	Σεισμικό γεγονός San Fernando (1971), καταγεγραμμένο ως NGA77.....	284
6.5.2	Σεισμικό γεγονός Irpinia, Italy (1980), καταγεγραμμένο ως NGA292.....	285
6.5.3	Σεισμικό γεγονός Northridge (1994), καταγεγραμμένο ως NGA1086.....	285

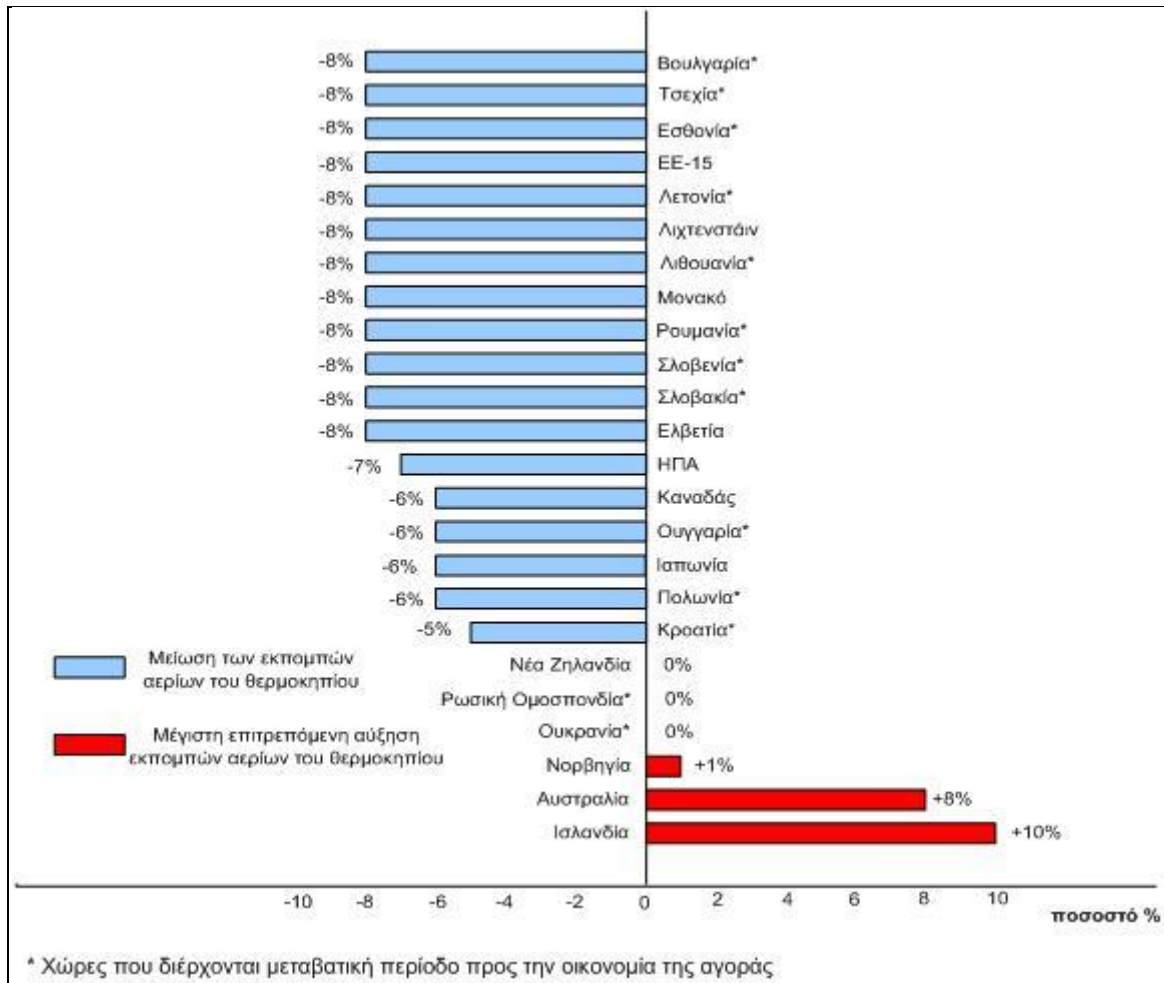
6.6 Οικονομική Σύγκριση Συμβατικής Μεθόδου Θεμελίωσης και Θεμελίωσης με αξιοποίηση της τεχνολογίας Προεντεταμένων Αγκυρίων	286
Παράρτημα Α.....	288
Παράρτημα Β.....	317
Παράρτημα Γ.....	323
Παράρτημα Δ.....	332
Παράρτημα Ε.....	333
Παράρτημα ΣΤ.....	351
Βιβλιογραφία.....	355

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 - «2010~2020, Η ΔΕΚΑΕΤΙΑ ΤΟΥ ΑΝΕΜΟΥ»

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η συνεχής προσπάθεια του ραγδαίως αυξανομένου παγκόσμιου πληθυσμού για άνοδο του βιοτικού του επιπέδου σε συνδυασμό με την εν πολλοίς αλόγιστη χρήση των ενεργειακών αποθεμάτων του πλανήτη, απειλούν να βυθίσουν την ανθρωπότητα σε έναν μακρύ ενεργειακό χειμώνα. Τα τελευταία μόλις εκατό χρόνια, δαπανήθηκαν αποθέματα μη ανανεώσιμων πρώτων υλών και πηγών ενέργειας για την αποταμίευση των οποίων απαιτήθηκαν εκατομμύρια έτη. Το επίπεδο κατασπατάλησης των ενεργειακών πόρων του πλανήτη, γίνεται απτό εάν αναλογιστούμε ότι ένας μέσος κάτοικος των Ηνωμένων Πολιτειών της Αμερικής καταναλώνει ημερησίως άνω των 230,000 kcal με τις μέσες ημερήσιες διατροφικές ανάγκες ενός ενήλικα να μην υπερβαίνουν τις 2,500 kcal.

Μπροστά σε αυτόν τον κίνδυνο και αμέσως μετά την ενεργειακή κρίση στις αρχές της δεκαετίας του '80, η διεθνής κοινότητα αρχίζει να αφυπνίζεται αναγνωρίζοντας τη πεπερασμένη φύση των μέχρι τότε γνωστών-συμβατικών μορφών ενέργειας και σταδιακά οδηγείται σε συνδιασκέψεις για την χάραξη κοινής στρατηγικής. Με ενδιάμεσο σταθμό τη Σύμβαση-Πλαίσιο των Ηνωμένων Εθνών για την αλλαγή του κλίματος (UNFCCC) το 1990 φτάνουμε το Δεκέμβρη του 1997 στο «**Πρωτόκολλο του Κιότο**», τον οδικό χάρτη όπως το απεκάλεσαν, για την μακροπρόθεσμη ενεργειακή ισορροπία. Τα κράτη που το συνυπέγραψαν δεσμεύτηκαν να πετύχουν έως το 2012 ελάττωση κατά 8% στα εκπνεόμενα αέρια του θερμοκηπίου σε σχέση με τα επίπεδα του 1990. Με το τέλος του 2012, τα πρώτα συμπεράσματα κρίθηκαν μάλλον απογοητευτικά με τους ειδικούς να συγκλίνουν στη γνώμη ότι η υλοποίηση του προγράμματος σταδιακά θα χάσει το νόημά της εάν σε αυτό δεν ενταχθούν χώρες όπως η Κίνα, η Ινδία και οι ΗΠΑ.



Εικόνα 1.1: Στόχος περιορισμού (κόκκινο χρώμα) ή μείωσης (γαλάζιο χρώμα) των εκπομπών όπως προβλέπεται στο Παράρτημα Β του Πρωτοκόλλου του Κιότο. Ο στόχος αυτός έπρεπε να επιτευχθεί μέσα στην πρώτη περίοδο εμπορίας του συστήματος (περίοδος 2008-2012). Ως έτος αναφοράς θεωρείται το έτος 1990.

Σε επίπεδο Ευρωπαϊκής Ένωσης, ως εκ τούτου και για τη χώρα μας, το επόμενο αποφασιστικό βήμα γίνεται το Δεκέμβριο του 2008, οπότε τα κράτη μέλη υιοθετούν μια σειρά από φιλόδοξους στόχους στα πλαίσια ενός πακέτου ουσιαστικών μέτρων για την καταπολέμηση της κλιματικής αλλαγής. Το «**Εθνικό Σχέδιο Δράσης 20-20-20**» για την επίτευξη της συμβολής των Ανανεώσιμων Πηγών Ενέργειας (ηλιακή ενέργεια, αιολική, υδραυλική, από βιομάζα, γεωθερμική και από την θάλασσα) στην τελική κατανάλωση ενέργειας σε ποσοστό 20% έως το 2020, απορρέει από την Οδηγία 2009/28/ΕΚ, και περιλαμβάνει εκτιμήσεις για την εξέλιξη του ενεργειακού

τομέα και τη διείσδυση των τεχνολογιών των ΑΠΕ έως το 2020. Οι εκτιμήσεις αυτές εξειδικεύονται στη συμμετοχή των ΑΠΕ στην παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας, θερμότητας και ψύξης κυρίως για τον οικιακό τομέα, αλλά και στη χρήση βιοκαυσίμων στις μεταφορές. Αναφέρονται επίσης μέτρα για την μείωση της κατανάλωσης ενέργειας και την αύξηση της αξιοποίησης των ΑΠΕ, καθώς και στοιχεία για τις βασικές διοικητικές δομές που θα επιταχύνουν τη διείσδυση αυτή.

Με την κοινωνία να προσανατολίζεται, επιτέλους, προς μία περιβαλλοντικά ευαισθητοποιημένη πολιτική ο σύγχρονος μηχανικός καλείται να δώσει απτή μορφή στις ΑΠΕ με την **αιολική ενέργεια** να είναι η πλέον υποσχόμενη ανάμεσά τους. Έχοντας ξεφύγει από το καθεστώς περιθωριακής ενεργειακής τεχνολογίας και έχοντας καταστεί μία ώριμη βιομηχανία και μία αναπτυσσόμενη αγορά, η αιολική ενέργεια μέσω της ζωντανής εικόνας της, των ανεμογεννητριών, προσελκύει κεφάλαια και διεκδικεί την θέση της. Στην Ελλάδα, οι στόχοι του 2020 απαιτούν επενδύσεις περίπου 10 δις Ευρώ στην Αιολική Ενέργεια ή σε αναγκαίες υποδομές. Απαιτούν 10,000 MW αιολικών πάρκων. Αυτό από μόνο του θέτει το αίτημα της συλλογικής αντιμετώπισης μιας σειράς ζητημάτων με επιστημονικά επαρκή και αυστηρά επαγγελματικό τρόπο. Ενδεικτικά, τέτοια ζητήματα είναι η διαφανής ανάπτυξη του ανταγωνισμού και οι επενδύσεις, η μεγάλη διείσδυση Α.Π.Ε., η σχέση ανάπτυξης – βιοποικιλότητας κλπ. Η συντεταγμένη αντιμετώπιση αυτών είναι κρίσιμη τόσο για την ορθολογική ανάπτυξη της αγοράς της αιολικής ενέργειας όσο κυρίως για τη μεγιστοποίηση του κοινωνικού πλεονάσματος που προκύπτει από την αξιοποίηση της αιολικής ενέργειας.

Η Ελληνική Επιστημονική Ένωση Αιολικής Ενέργειας (ΕΛΕΤΑΕΝ) ονόμασε τη δεκαετία **2010-2020 Δεκαετία του Ανέμου**. Και όχι τυχαία. Η αιολική ενέργεια θα αποτελέσει τη ναυαρχίδα της πράσινης ανάπτυξης και της προσπάθειας επίτευξης των στόχων του 2020 τόσο σε εθνικό όσο και σε ευρωπαϊκό και παγκόσμιο επίπεδο. Είναι το βαρύ πυροβολικό στην αντιμετώπιση της κλιματικής αλλαγής. Όσο η δεκαετία θα φθάνει στο τέλος της και κυρίως όσο θα συγκεκριμενοποιούνται οι πολιτικές και τεχνολογικές εξελίξεις με ορίζοντα το 2050, άλλες τεχνολογικές επιλογές θα προστίθενται δυναμικά.

1.2 Η ΣΥΓΧΡΟΝΗ ΑΞΙΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ, ΤΡΟΠΟΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΜΙΑΣ ΤΥΠΙΚΗΣ ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΑΣ

Η αξιοποίηση της ενέργειας του ανέμου από τον άνθρωπο αποτελεί μία πρακτική οι ρίζες της οποίας χάνονται στα βάθη των αιώνων. Παραδείγματα πρώιμης εκμετάλλευσης της αιολικής ενέργειας είναι τα ιστιοφόρα και οι ανεμόμυλοι, ωστόσο η πραγματική άνθιση αυτού του κλάδου ήρθε με την κατασκευή των πρώτων



ανεμογεννητριών κατά τον 20^ο αιώνα. Η ανεμογεννήτρια (Α/Γ) είναι μία μηχανή που μετατρέπει την κινητική ενέργεια του αέρα σε ηλεκτρική. Η μετατροπή αυτή γίνεται σε δύο στάδια. Στο πρώτο στάδιο, μέσω της πτερωτής, έχουμε τη μετατροπή της κινητικής ενέργειας του ανέμου σε μηχανική με τη μορφή περιστροφής του άξονα της πτερωτής ενώ στο δεύτερο

στάδιο, μέσω της γεννήτριας, επιτυγχάνουμε την μετατροπή της μηχανικής ενέργειας σε ηλεκτρική.

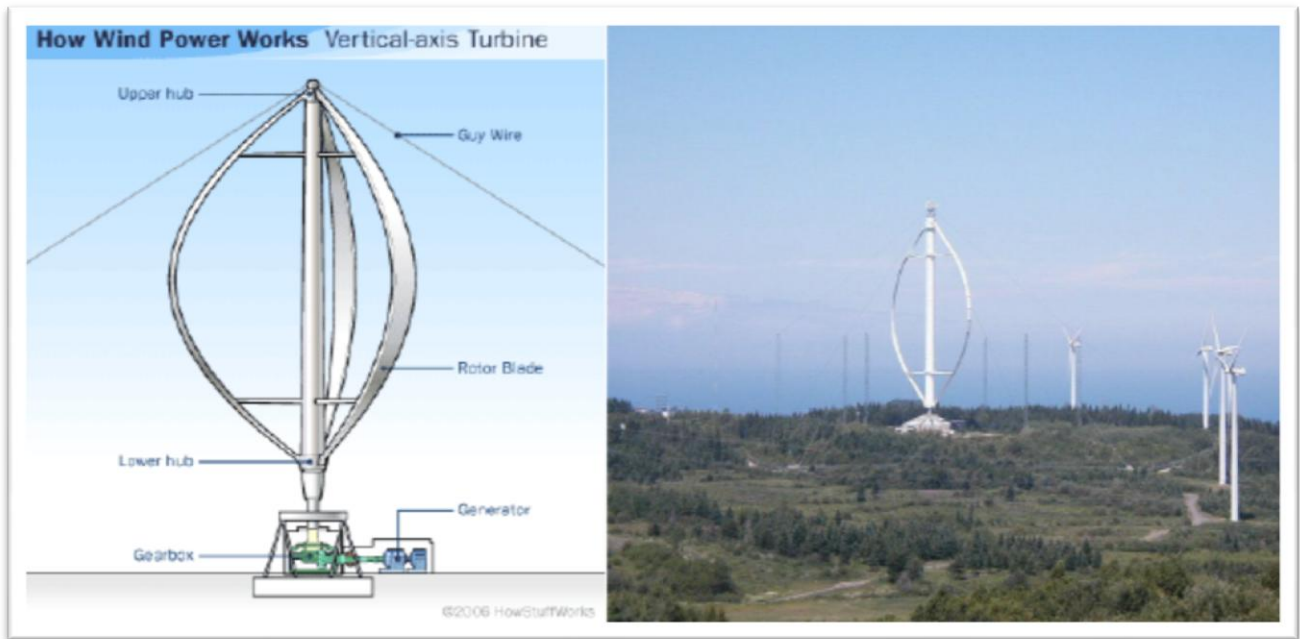
1.2.1 ΤΥΠΟΙ ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΩΝ

Μία πρώτη κατηγοριοποίηση των αιολικών μηχανών γίνεται βάσει του τρόπου με τον οποίο εκμεταλλεύονται τον άνεμο όποτε διακρίνονται σε **ανεμογεννήτριες κατακόρυφου άξονα** και σε **ανεμογεννήτριες οριζοντίου άξονα**. Επίσης ανάλογα με το χώρο στον οποίο εδράζονται οι ανεμογεννήτριες διακρίνονται σε **ανεμογεννήτριες ξηράς (onshore wind turbine generator system)** και σε **ανεμογεννήτριες θαλάσσης ή υπεράκτιες (offshore wind turbine system)**. Άλλες κατηγορίες προκύπτουν ανάλογα με το μέγεθος και την ισχύ, τον αριθμό των πτερυγίων, την ταχύτητα περιστροφής τους κ.α.

1.2.1.1 Ανεμογεννήτριες Κατακόρυφου Άξονα

Σε αυτόν τον τύπο ανεμογεννητριών ο άξονας παραμένει πάντοτε σταθερός και κάθετος στην επιφάνεια του εδάφους. Αυτή η κατακόρυφη συμμετρία συνεπάγεται αυτόματο προσανατολισμό του δρομέα προς τον άνεμο. Πρόκειται για απλές κατασκευές με χαμηλό κόστος στις οποίες η γεννήτρια και ο υπόλοιπος ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός είναι κοντά στο έδαφος και επομένως είναι πιο εύκολη η λειτουργία και η συντήρησή του. Ωστόσο, ως άμεση συνέπεια του χαμηλού τους ύψους, εκμεταλλεύονται μικρές μόνο ανεμικές ταχύτητες επομένως έχουν μικρή ταχύτητα περιστροφής και χαμηλό συντελεστή ισχύος. Ακόμη συχνά απαιτείται υποβοήθηση για την εκκίνηση τους, ενώ σε πολύ δυνατό άνεμο αν δεν ελεγχθούν σωστά μπορεί ακόμη και να καταστραφούν. Οι δύο πιο γνωστοί τύποι αιολικών μηχανών με κατακόρυφο άξονα, που εφευρέθηκαν τις δεκαετίες του '20 και του '30 αντίστοιχα είναι οι μηχανές Darrieus και Savonius:

- ✓ Οι τύπου Darrieus διαθέτουν δύο κάθετα προσανατολισμένες λεπίδες που περιστρέφονται γύρω από έναν κατακόρυφο άξονα. Αυτός ο τύπος συνδυάζει υψηλή ταχύτητα με χαμηλή μηχανική ροπή και είναι κατάλληλος για την παραγωγή εναλλασσόμενου ρεύματος (AC). Γενικά δεν μπορούν να εκκινήσουν από μόνες τους, έτσι χρησιμοποιούν κάποια εξωτερική πηγή ενέργειας για να τεθούν σε λειτουργία.
- ✓ Οι ανεμογεννήτριες τύπου Savonius ξεκινούν τη λειτουργία τους μόνο χειροκίνητα και περιστρέφονται αργά με μεγάλη μηχανική ροπή. Είναι κατασκευές σχήματος S σε κάτοψη και αποτελούνται από δύο ή περισσότερα πτερύγια με κοίλες και κυρτές επιφάνειες. Χρησιμοποιούνται σε υψηλής αξιοπιστίας αλλά χαμηλής απόδοσης γεννήτριες ηλεκτρικής ισχύος. Αν και οι περισσότερες ανεμογεννήτριες χρησιμοποιούν την δύναμη άνωσης από την αεροτομή των πτερυγίων του ρότορα, μια αιολική μηχανή αυτού του τύπου χρησιμοποιεί την δύναμη αντιστάσεως και για αυτόν τον λόγο δεν μπορεί να περιστραφεί γρηγορότερα από την ταχύτητα του ανέμου που την διαπερνάει, χαρακτηριστικό που την καθιστά λιγότερο αποδοτική.



Εικόνα 1.2α: Ανεμογεννήτρια κατακόρυφου άξονα τύπου Darrieus

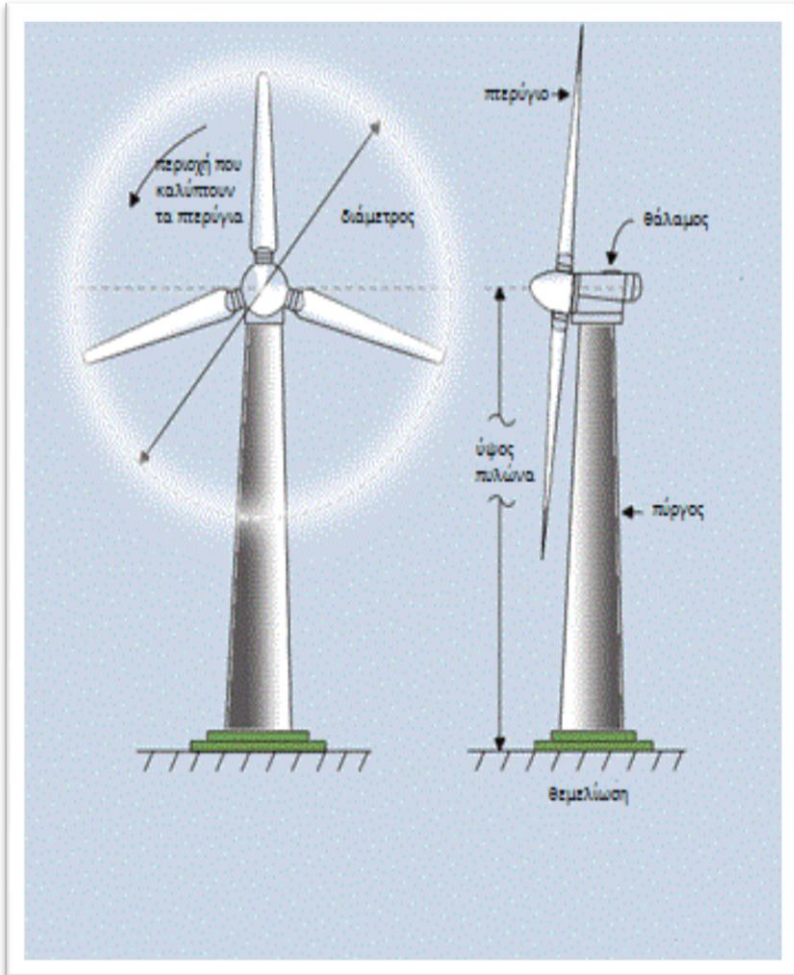


Εικόνα 1.2β: Ανεμογεννήτρια κατακόρυφου άξονα τύπου Savonius

Εικόνα 1.2: Ανεμογεννήτριες κατακόρυφου άξονα

1.2.1.2 Ανεμογεννήτριες Οριζοντίου Άξονα

Σε αυτόν τον τύπο ανεμογεννητριών ο άξονας είναι πάντα παράλληλος με την διεύθυνση του ανέμου. Οι ανεμογεννήτριες αυτού του τύπου έχουν τοποθετημένους



στην κορυφή του πύργου την άτρακτο που περιέχει την ηλεκτρογεννήτρια καθώς και τον ρότορα ο οποίος πρέπει να είναι πάντα προσανατολισμένος προς την φορά που φυσάει ο άνεμος. Οι μικρές ανεμογεννήτριες προσανατολίζονται από έναν απλό ανεμοδείκτη ενώ οι μεγαλύτερες χρησιμοποιούν έναν αισθητήρα ανέμου σε συνδυασμό με ένα μηχανισμό περιστροφής του ρότορα. Ανάλογα με το αν ο άνεμος συναντά πρώτα τον

δρομέα ή τον θάλαμο με τη γεννήτρια διακρίνονται σε **ανεμογεννήτριες ανάντη (up-wind)** και **κατάντη (down-wind)** της ροής αντίστοιχα. Ο ρότορας μπορεί να έχει μία, δύο ή τρεις λεπίδες. Στην περίπτωση της μίας λεπίδας ο ρότορας χρειάζεται αντίβαρο στο άλλο μέρος του άξονα για τον περιορισμό των δονήσεων. Αξίζει να επισημανθεί πως αυτός ο τύπος δεν είναι πρακτικός σε περιοχές που επικρατεί ψύχος γιατί μπορεί να σχηματιστεί πάγος στο ρότορα οπότε ο τελευταίος παύει να είναι ζυγοσταθμισμένος. Οι ρότορες των δύο λεπίδων είναι οι πιο δημοφιλείς μιας και είναι ανθεκτικοί και με μικρό κατασκευαστικό κόστος. Τέλος, στην περίπτωση των τριών λεπίδων οι καταπονήσεις διανέμονται πιο ομοιόμορφα, ειδικότερα όταν ο άνεμος αλλάζει κατεύθυνση.

1.2.2 ΤΥΠΙΚΑ ΜΕΡΗ Α/Γ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ

Τα κύρια μέρη μίας τυπικής ανεμογεννήτριας οριζοντίου άξονα μπορούν να χωριστούν σε δύο βασικές κατηγορίες, τα κατασκευαστικά και τα μηχανολογικά. Τα κατασκευαστικά μέρη είναι τα ακόλουθα:

✓ Πύργος (tower)

Στηρίζει όλη την ηλεκτρομηχανολογική εγκατάσταση, μεταφέρει τα φορτία από το θάλαμο στη θεμελίωση και είναι συνήθως χαλύβδινος, σωληνωτής διατομής (περισσότερα για τις πιθανές διατομές του πύργου θα δούμε στο Κεφάλαιο 3). Παρενθετικά αναφέρεται ότι όσο μεγαλύτερο είναι το ύψος του πύργου τόσο μεγαλύτερη είναι και η παραγόμενη από την μηχανή ενέργεια αφενός γιατί υψηλότερα είναι μεγαλύτερο το αιολικό δυναμικό αφετέρου γιατί ελαχιστοποιούνται οι επιδράσεις του φυσικού περιβάλλοντος (κτήρια, υψηλά δέντρα κα).

✓ Άτρακτος (nacelle)

Περιέχει τα μηχανικά υποσυστήματα και τον εξοπλισμό, όπως τη γεννήτρια (generator), το κιβώτιο ταχυτήτων (gearbox), το φρένο (brake system), τους άξονες υψηλής και χαμηλής ταχύτητας, τη μονάδα ψύξης και κλιματισμού, το ανεμόμετρο, το μηχανισμό περιστροφής προσανεμισμού (yaw system) και το υδραυλικό σύστημα ελέγχου της γωνίας των πτερυγίων. Τοποθετείται στη κορυφή του πύργου και κατασκευάζεται συνήθως από fiberglass. Ένα άνοιγμα στο δάπεδο παρέχει πρόσβαση στην άτρακτο από τον πύργο. Το τμήμα της οροφής είναι εξοπλισμένο με φεγγίτες, οι οποίοι μπορούν να ανοιχθούν για πρόσβαση στην οροφή και στους αισθητήρες.

✓ Ρότορας (rotor)

Αποτελούμενος από τα πτερύγια (blades) και την πλήμνη (hub), ο ρότορας περιστρέφεται γύρω από τον κεντρικό άξονα που είναι κατασκευασμένος από ενισχυμένο και σκληρυμένο χάλυβα. Τα πτερύγια σχεδιάζονται για βέλτιστη απόδοση, ελαχιστοποίηση του θορύβου και της αντανάκλασης του φωτός. Κάθε πτερύγιο έχει ένα σύστημα προστασίας από κεραυνούς που αποτελείται από

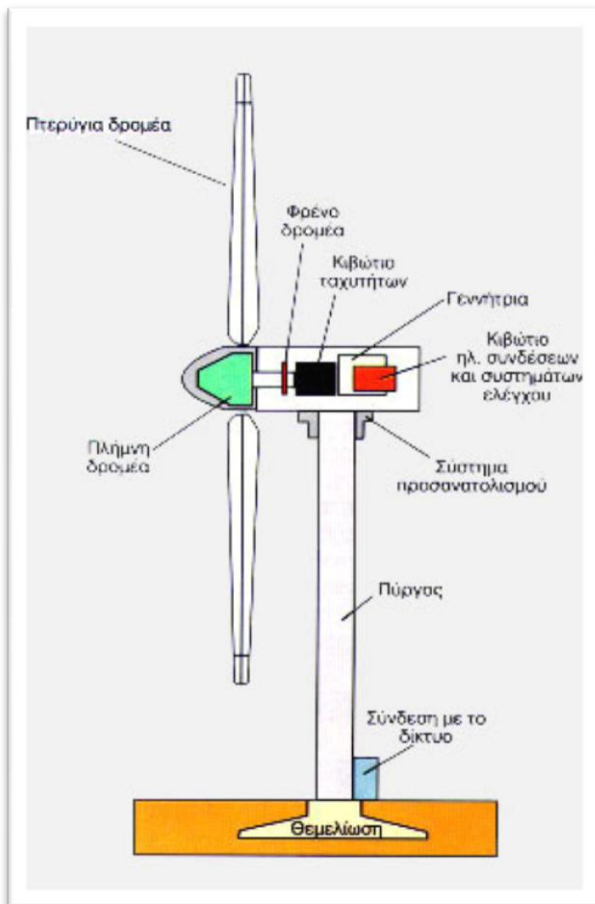
υποδοχείς κεραυνού στην άκρη και ένα χάλκινο συρμάτινο αγωγό στο εσωτερικό του πτερυγίου.

✓ Πίνακας Ελέγχου

Συνήθως βρίσκεται στη βάση του πύργου και παρακολουθεί κι ελέγχει όλες τις λειτουργίες της ανεμογεννήτριας με σκοπό την εξασφάλιση της ορθής της λειτουργίας.

✓ Θεμελίωση (foundation)

Είναι η κατασκευή η οποία μεταφέρει τα φορτία στο έδαφος. Το είδος της όπως θα δούμε αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 4, εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους στο οποίο θα εδρασθεί η αιολική μηχανή.



Τα μηχανολογικά μέρη της ανεμογεννήτριας είναι όπως είδαμε κυρίως συγκεντρωμένα στην άτρακτο και περιλαμβάνουν το σύστημα περιστροφής-ευθυγράμμισης (pitch controller), την ηλεκτρική γεννήτρια (generator), το σύστημα πέδησης, το ηλεκτρικό κύκλωμα (electrical circuitry) και το κιβώτιο ταχυτήτων (gear box).

Εικόνα 1.3: Κύρια κατασκευαστικά και μηχανολογικά μέρη τυπικής Α/Γ

Ο βασικός σκοπός λειτουργίας μιας ανεμογεννήτριας, όπως προαναφέρθηκε, είναι η παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας. Τα πτερύγια (blades) περιστρέφονται γύρω από έναν οριζόντιο άξονα στο ύψος της πλήμνης. Η περιστροφική κίνηση των πτερυγίων θέτει σε λειτουργία ένα στέλεχος το οποίο καταλήγει στο κιβώτιο

ταχυτήτων μέσα στην άτρακτο. Το κιβώτιο των ταχυτήτων αυξάνει την στροφική ταχύτητα της ηλεκτρικής γεννήτριας που μετατρέπει την κινητική (στροφική) ενέργεια σε ηλεκτρική με την βοήθεια μαγνητικού πεδίου. Οι περισσότερες ανεμογεννήτριες αρχίζουν να παράγουν ηλεκτρική ενέργεια για μέση ταχύτητα ανέμου 3-4m/s, μεγιστοποιούν την απόδοσή τους για ταχύτητα ανέμου 15 m/s , ενώ σταματάνε την λειτουργία τους για ταχύτητες 25 m/s και άνω. Οι διαστάσεις και η ισχύς των ανεμογεννητριών όπως φαίνεται και στην εικόνα 1.4 ποικίλουν και καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα χωρικών περιορισμών και ενεργειακών αναγκών.

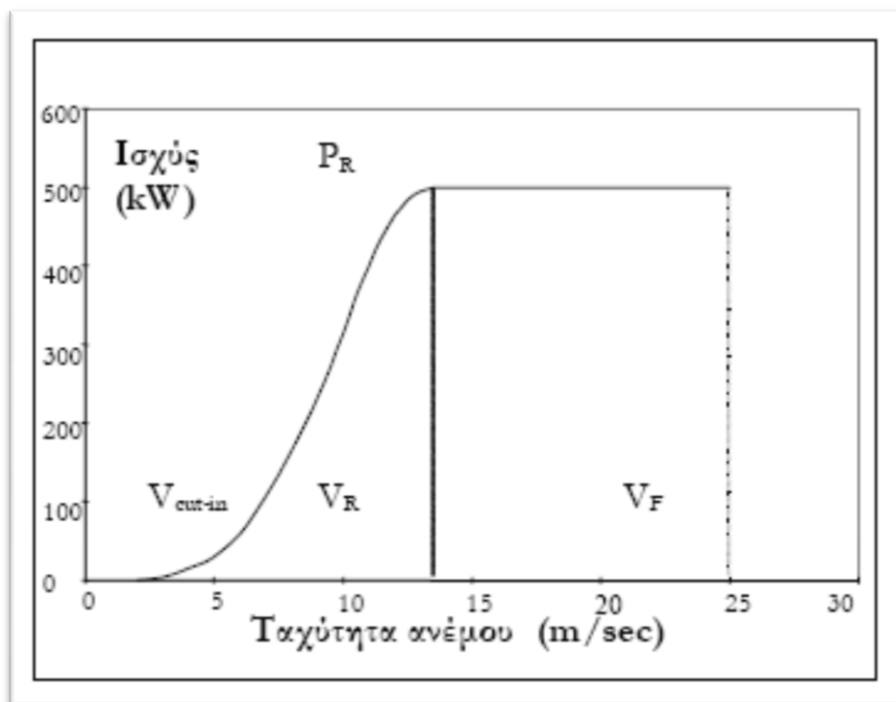


Εικόνα 1.4: Κυριότερες εμπορικές διαστάσεις και δυναμικότητες Α/Γ

1.2.3 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΣΧΥΟΣ ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΑΣ (Power Curve)

Κάθε αιολική μηχανή χαρακτηρίζεται από την καμπύλη ισχύος της (power curve), η οποία εξαρτάται από τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά και τον σχεδιασμό της. Η καμπύλη ισχύος παρουσιάζει την σχέση της παραγόμενης ισχύος σε συνάρτηση με την ταχύτητα του ανέμου. Η σχέση αυτή εξαρτάται από τη διάμετρο και την αεροδυναμική ποιότητα των πτερυγίων, την πυκνότητα του αέρα και από τη μηχανική απόδοση της γεννήτριας. Η κατασκευάστρια εταιρία παρέχει την καμπύλη ισχύος κάθε ανεμογεννήτριας η οποία είναι μοναδική για κάθε μοντέλο και σε ορισμένες περιπτώσεις μοναδική για συγκεκριμένη τοποθεσία.

Η καμπύλη χωρίζεται σε 4 περιοχές. Από αυτές, η ανεμογεννήτρια παράγει και παρέχει ισχύ μόνο στο εύρος των ταχυτήτων του ανέμου που καθορίζονται από τις περιοχές 2 και 3. Στην περιοχή 1 (κάτω από την ταχύτητα εκκίνησης, V_{cut-in}) δεν υπάρχει αρκετή ενέργεια στον άνεμο, ώστε να παραχθεί εκμεταλλεύσιμη ισχύς. Στην περιοχή 4 (πέρα από την ταχύτητα διακοπής, $V_{cut-off}$) η παραγόμενη ισχύς διατηρείται σταθερή ή αρχίζει να μειώνεται, ενώ σε πολύ δυνατούς ανέμους μπορεί και να διακόπτεται η λειτουργία της για να αποτραπεί κάποια ζημιά σε αυτή. Τότε, οι άνεμοι είναι πάρα πολύ δυναμικοί για να δικαιολογηθεί η πρόσθετη δομική αντοχή και το επιπλέον κόστος σχετικά με το μικρό αριθμό ωρών ανά έτος κατά τις οποίες παρατηρούνται ταχύτητες ανέμου εντός της περιοχής 4. Γενικά, οι περισσότερες ανεμογεννήτριες αρχίζουν την παραγωγή ενέργειας σε ταχύτητα ανέμου 4m/s (9mph), πετυχαίνουν μέγιστη απόδοση σε ταχύτητα V_{rated} συνήθως ίση με 13m/s (29 mph) και διακόπτουν τη λειτουργία τους σε ταχύτητα 25 m/s (56mph). Αξιοσημείωτο είναι ότι κατά μέσο όρο λειτουργεί 35% από την ολική της ικανότητα σ' ένα χρόνο, εξ αιτίας της συνεχούς αλλαγής του ανέμου.

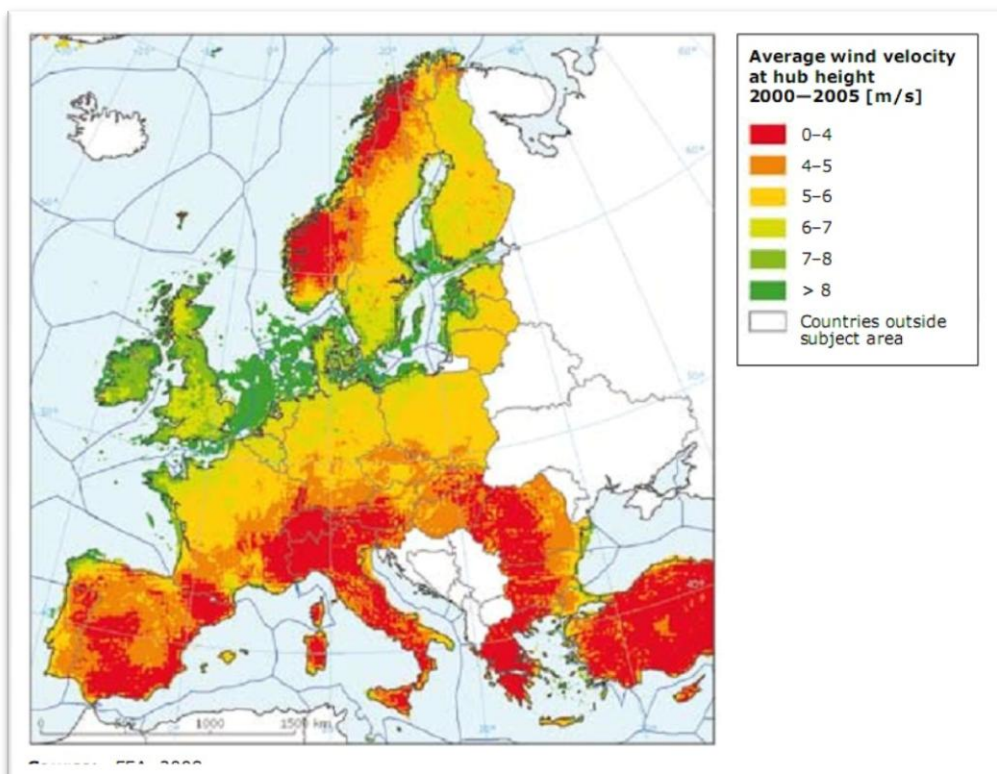


Εικόνα 1.5: Τυπική Καμπύλη Ισχύος Αιολικής Μηχανής

1.3 ΠΡΟΟΠΤΙΚΕΣ ΤΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΥΡΩΠΗ

Το ποσοστό καταλληλότητας μίας περιοχής προκειμένου την εγκατάσταση ενός αιολικού πάρκου ή μίας μεμονωμένης αιολικής μηχανής κρίνεται από το συνολικό **αιολικό δυναμικό** της αλλά και από την διακύμανση των ταχυτήτων του πνέοντος ανέμου. Δείκτης του αιολικού δυναμικού μίας περιοχής είναι η μέση ετήσια ταχύτητα του ανέμου και μετριέται σε m/s. Όταν οι άνεμοι πνέουν με ταχύτητες άνω των 4-5 m/s, η περιοχή κρίνεται εκμεταλλεύσιμη και οι απαιτούμενες εγκαταστάσεις μπορούν να καταστούν οικονομικά βιώσιμες.

Αξίζει να σημειωθεί ότι σε ευρωπαϊκό επίπεδο μεγαλύτερο αιολικό δυναμικό από την χώρα μας έχει μόνο το Ηνωμένο Βασίλειο. Ενδιαφέρον παρουσιάζει δε το γεγονός ότι ενώ οι μέσες ταχύτητες ανέμου σε χώρες όπως η Γερμανία και η Δανία, οι οποίες πρωταγωνιστούν στην ανάπτυξη της αιολικής ενέργειας, είναι της τάξης των 5,5-6,5 m/s, στην Ελλάδα οι αντίστοιχες θέσεις θα αγνοούνταν μιας και με ευκολία βρίσκονται περιοχές με αιολικό δυναμικό 6,5-7,5 m/s. Το ιδιαίτερο αυτό προνόμιο της το οφείλει κυρίως στην μεγάλη ακτογραμμή της και στο τεράστιο πλήθος νησιών της

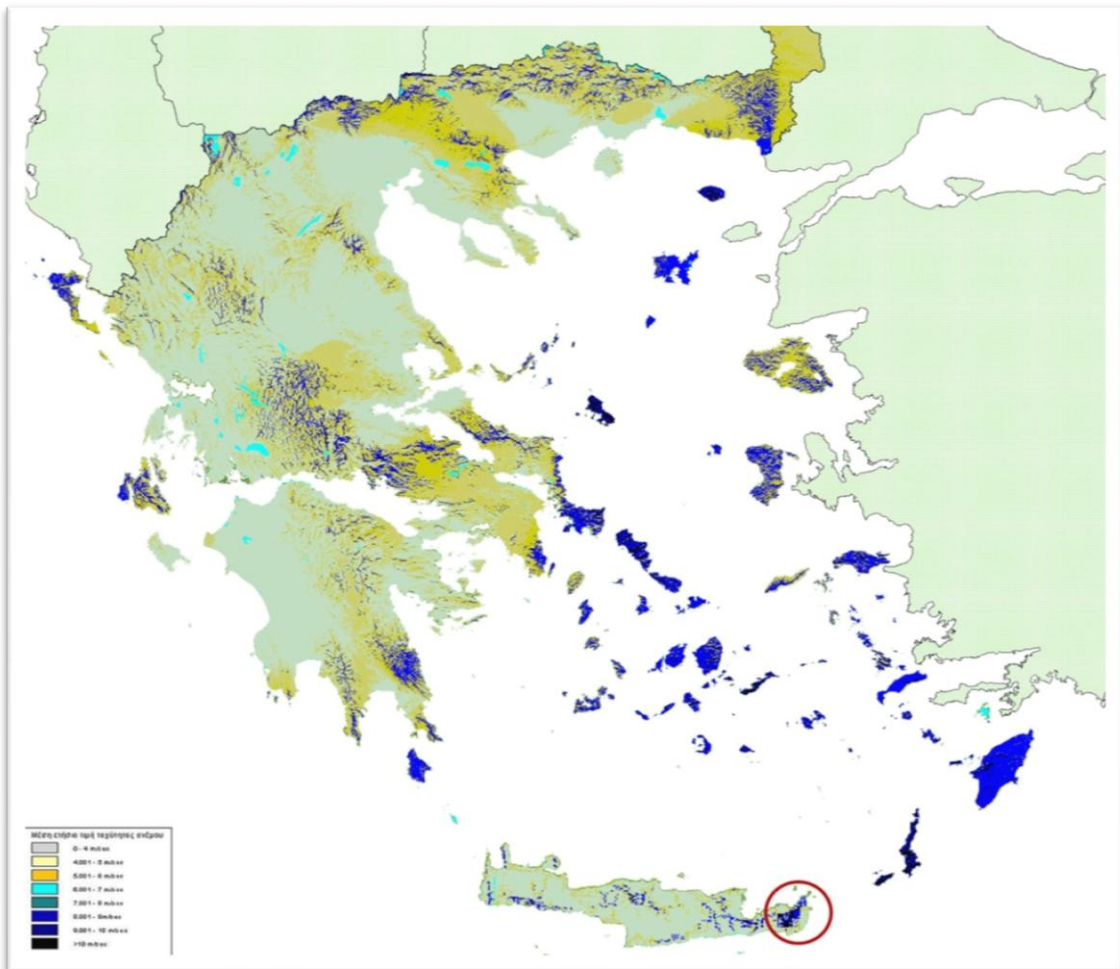


Εικόνα 1.6:

Αιολικό
Δυναμικό
στην
ευρύτερη
ευρωπαϊκή
περιοχή

Για την ανάπτυξη της αιολικής ενέργειας έχουν γίνει βήματα σε όλη τη χώρα. Στο πλαίσιο αυτό έχει συμβάλει και η πολιτική της ΕΕ η οποία επιδοτεί και ενθαρρύνει επενδύσεις στις λεγόμενες ήπιες μορφές ενέργειας. Σε εθνική κλίμακα, ο νέος αναπτυξιακός νόμος 3299/04, σε συνδυασμό με τον νόμο για τις ΑΠΕ 3468/06, παρέχει ισχυρότατα κίνητρα για επενδύσεις ακόμη και μικρής κλίμακας. Εκτιμάται ότι το εκμεταλλεύσιμο αιολικό δυναμικό της χώρας μας αντιπροσωπεύει το 13,6% του συνόλου των ηλεκτρικών της αναγκών.

Η χώρα μας, όπως παρουσιάζεται στην εικόνα 1.7, διαθέτει εξαιρετικά πλούσιο αιολικό δυναμικό, σε αρκετές περιοχές της Κρήτης, της Πελοποννήσου, της Ευβοίας και φυσικά στα νησιά του Αιγαίου. Σε αυτές τις περιοχές θα συναντήσουμε και τα περισσότερα αιολικά πάρκα, τα οποία αποτελούνται από συστοιχίες ανεμογεννητριών σε βέλτιστη διάταξη για την καλύτερη δυνατή εκμετάλλευση του αιολικού δυναμικού.



Εικόνα 1.7: Αιολικό δυναμικό στον Ελλαδικό χώρο

Η περιφέρεια Δυτικής Ελλάδος αν και με μικρότερες δυνατότητες σε σύγκριση με άλλες περιοχές, διαθέτει ένα ισχυρό ηλεκτρικό δίκτυο, γεγονός που σε συνδυασμό με την ύπαρξη ανεμωδών «νησίδων» (λόφοι, υψώματα κλπ.) την καθιστούν ενδιαφέρουσα για την ανάπτυξη αιολικών πάρκων. Αιολικά πάρκα υπάρχουν και σε πλήθος νησιών, όπως το Αιολικό Πάρκο «Μανολάτη-Ξερολίμπα» του Δ.Δ. Διλινάτων Δήμου Αργοστολίου στην Κεφαλονιά. Στο ίδιο νησί έχουν ήδη δημιουργηθεί δύο ακόμη αιολικά πάρκα: το Αιολικό Πάρκο «Αγία Δυνατή» του Δήμου Πυλαρέων, και το Αιολικό Πάρκο «Ημεροβίγλι» στα διοικητικά όρια των Δήμων Αργοστολίου και Πυλαρέων. Με τη λειτουργία των τριών αιολικών πάρκων ο Νομός Κεφαλληνίας τροφοδοτεί το δίκτυο ηλεκτροδότησης της χώρας με σύνολο 75,6 MW ηλεκτρικής ισχύος. Επιπλέον, σε διαδικασία αδειοδότησης βρίσκονται πέντε ακόμη μονάδες. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι ανάγκες του νησιού σε ηλεκτρική ενέργεια και σε περίοδο αιχμής (Αύγουστος) ανέρχονται σε 50MW. Η αντιστοιχία μεταξύ της ισχύος που αποδίδει η Κεφαλονιά στο δίκτυο και της ισχύος που καταναλώνει είναι εξαιρετικά ενθαρρυντική για την εξάπλωση της αιολικής ενέργειας και σε πολλά ακόμη νησιά της επικράτειας.

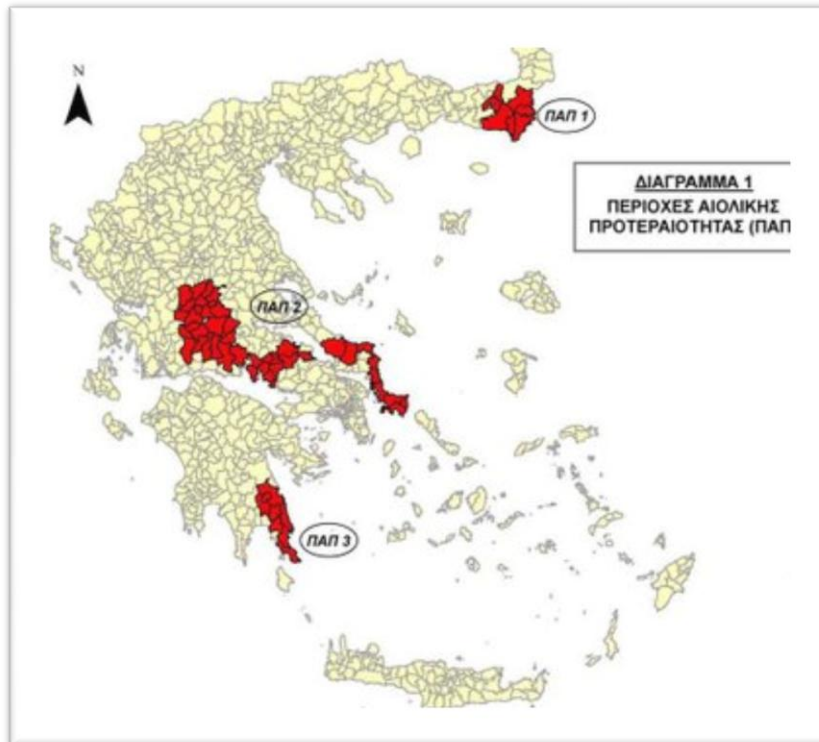


Εικόνα 1.8: Αιολικό Πάρκο στο Αργοστόλι Κεφαλληνίας και στο όρος Όχη της Νότιας Ευβοίας

Η ηπειρωτική χώρα (συμπεριλαμβανομένης της νήσου Εύβοιας και εξαιρουμένης της Αττικής) έχει διακριθεί μέσω του ειδικού Πλαισίου Χωροταξικού Σχεδιασμού και Αειφόρου Ανάπτυξης για τις ΑΠΕ σε περιοχές αιολικής προτεραιότητας, ζώνες δηλαδή που παρουσιάζουν συγκριτικά πλεονεκτήματα για την εγκατάσταση αιολικών πάρκων. Βάσει μίας σειράς κριτηρίων όσον αφορά την χωροθέτηση των αιολικών πάρκων αλλά και των μεμονωμένων αιολικών μηχανών έχει υπολογισθεί η φέρουσα ικανότητα των διαφόρων περιοχών, δηλαδή το μέγιστο πλήθος τυπικών Α/Γ που μπορεί η περιοχή να δεχτεί. Όπως παρουσιάζεται και στην εικόνα 1.9 πρόκειται:

- ✓ Περιοχή ΠΑΠ1 (Βόρειος Ελλάδα) με φέρουσα ικανότητα 480 Α/Γ
- ✓ Περιοχή ΠΑΠ2 (κεντρική Ελλάδα) με φέρουσα ικανότητα 1619 Α/Γ
- ✓ Περιοχή ΠΑΠ3 (περιφέρεια Πελοποννήσου) με φέρουσα ικανότητα 438 Α/Γ

Με βάση τα πιο πάνω στοιχεία, διαπιστώνεται ότι η Φέρουσα Ικανότητα των Περιοχών Προτεραιότητας εκτιμάται σε περίπου 2.587 τυπικές Α/Γ ή ενδεικτικά 5.174 MW (περιορίζοντας έτσι το ‘εν δυνάμει εκμεταλλεύσιμο αιολικό δυναμικό’ τους σε περίπου 3.240 τυπικές Α/Γ ή ενδεικτικά 6.479 MW κατά 20%).



Εικόνα 1.9: Περιοχές Αιολικής Προτεραιότητας (ΠΑΠ)

1.4 Η ΘΕΣΗ ΤΩΝ ΕΠΙΚΡΙΤΩΝ ΤΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

Για λόγους πληρότητας αλλά και δικαιοσύνης, κρίναμε απαραίτητο να αφιερώσουμε ένα μικρό τμήμα αυτού του εισαγωγικού κεφαλαίου στα επιχειρήματα των επικριτών της αιολικής ενέργειας γενικώς αλλά και (κυρίως) των ανεμογεννητριών ειδικότερα. Τα κυριότερα μειονεκτήματα των αιολικών μηχανών που έχουν επισημανθεί κατά καιρούς είναι:

- ✓ Οι ανεμογεννήτριες μπορεί να προκαλέσουν τραυματισμούς ή θανατώσεις πουλιών, κυρίως αποδημητικών γιατί τα ενδημικά «συνηθίζουν» την παρουσία των μηχανών και τις αποφεύγουν. Γι' αυτό καλύτερα να μην κατασκευάζονται αιολικά πάρκα σε δρόμους μετανάστευσης πουλιών. Σε κάθε περίπτωση, πριν τη δημιουργία ενός αιολικού πάρκου ή και οποιασδήποτε εγκατάστασης ΑΠΕ θα πρέπει να έχει προηγηθεί Μελέτη Περιβαλλοντικών Επιπτώσεων (Μ.Π.Ε.)
- ✓ Οπτικοαισθητική επίδραση: Η εγκατάσταση μιας τεράστιας ανεμογεννήτριας σε μια όχι και τόσο ανοιχτή περιοχή δημιουργεί άσχημη οπτική εντύπωση. Αντίθετα η εγκατάσταση της ίδιας ανεμογεννήτριας σε μια αχανή έκταση περνά σχεδόν απαρατήρητη.
- ✓ Ηλεκτρομαγνητική αλληλεπίδραση: Το πρόβλημα της ηλεκτρομαγνητικής αλληλεπίδρασης δημιουργείται από την ανάκλαση των ηλεκτρομαγνητικών κυμάτων πάνω στα περιστρεφόμενα πτερύγια της πτερωτής.
- ✓ Τα αιολικά συστήματα έχουν υψηλό κόστος έρευνας και εγκατάστασης.
- ✓ Απαιτούν πολύ χρόνο για την έρευνα και τη χαρτογράφηση του αιολικού δυναμικού των μεγάλων περιοχών, ώστε να εντοπιστούν τα ευνοϊκά σημεία.
- ✓ Παρουσιάζουν διακυμάνσεις ως προς την απόδοση ισχύος, διακύμανση που οφείλεται στη μεταβαλλόμενη -κατά τη διάρκεια της ημέρας, του μήνα και του έτους- ένταση του ανέμου. Η αιολική ενέργεια δεν μπορεί να αποθηκευτεί (εκτός αν χρησιμοποιηθούν μπαταρίες που όμως αυξάνουν κατά πολύ το κόστος). Επιπλέον δεν μπορούν όλοι οι άνεμοι να τιθασευτούν ώστε να καλυφτούν, τη στιγμή που προκύπτουν, οι ανάγκες του ηλεκτρισμού.
- ✓ Ως μορφή ενέργειας παρουσιάζει χαμηλή πυκνότητα και έχει αρκετά μικρό συντελεστή απόδοσης της τάξης του 30% ή και χαμηλότερο. Συνεπώς

απαιτούνται πολλές ανεμογεννήτριες για την παραγωγή αξιόλογης ισχύος και αρκετά μεγάλο αρχικό κόστος εφαρμογής σε μεγάλη επιφάνεια γης. Γι' αυτό το λόγο μέχρι τώρα χρησιμοποιείται σαν συμπληρωματική πηγή ενέργειας.



Εικόνα 1.10: Η θλιβερή όψη της αιολικής ενέργειας

1.5 ΥΠΕΡΑΚΤΙΕΣ (OFFSHORE) ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΕΣ

Αν και η παρούσα εργασία πραγματεύεται μία τυπική χερσαία ανεμογεννήτρια, θεωρούμε χρήσιμο, κλείνοντας το εισαγωγικό αυτό κεφάλαιο, να αφιερώσουμε λίγο χρόνο και χώρο σε μία σημαντική κατηγορία ανεμογεννητριών, που τα τελευταία χρόνια κερδίζει ολοένα και περισσότερο έδαφος στο πεδίο της αξιοποίησης της αιολικής ενέργειας. Τις υπεράκτιες ανεμογεννήτριες ή όπως είναι η διεθνής ονομασία τους **offshore wind turbines systems**.

1.5.1 Η ΕΞΕΛΙΚΗ ΤΗΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΤΗΣ ΥΠΕΡΑΚΤΙΑΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

Η υπεράκτια αιολική ενέργεια, η παραγόμενη δηλαδή από ανεμογεννήτριες τοποθετημένες μέσα στην θάλασσα μακριά από την ακτή, μετρά ήδη 20 χρόνια. Η πρώτη εγκατάσταση έγινε στο Vindeby της Δανίας το 1991, όμως η πραγματική ανάπτυξη ήρθε 10 χρόνια αργότερα, με την εγκατάσταση υπεράκτιων Α/Γ στο

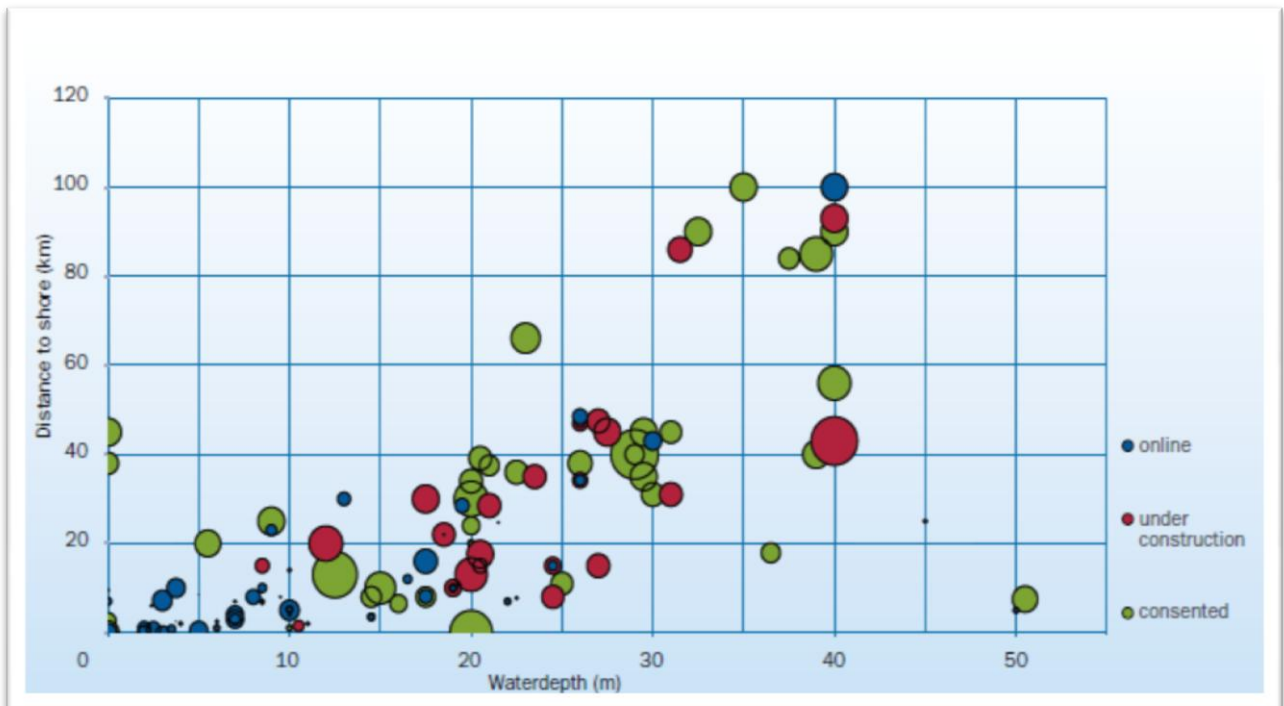
Middelgrunden και κατόπιν στο Horns Rev (επίσης στη Δανία), όπου δημιουργήθηκε το πρώτο offshore αιολικό πάρκο σε απόσταση 20 km από την ακτή συνολικής ισχύος 160 MW. Σήμερα, το μεγαλύτερο υπεράκτιο αιολικό πάρκο στον κόσμο είναι το London Array στην Μεγάλη Βρετανία ισχύος 630MW, χωροθετημένο περίπου 20 χιλιόμετρα ανοικτά των νοτιοανατολικών ακτών της χώρας. Την τελευταία δεκαετία, εκτός από τη Δανία και την Μεγάλη Βρετανία, και άλλες χώρες, όπως η Ιρλανδία, η Σουηδία, το Βέλγιο, η Γερμανία, η Ολλανδία, η Ιαπωνία, η Κίνα, η Γαλλία, ο Καναδάς, οι Ινδίες, οι Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής και η Ελλάδα, έχουν ήδη μπει ή σχεδιάζουν την είσοδό τους στον χορό της εκμετάλλευσης της υπεράκτιας αιολικής ενέργειας.



Εικόνα 1.11: Το μεγαλύτερο υπεράκτιο αιολικό πάρκο στον κόσμο, το περίφημο London Array Offshore Wind Farm

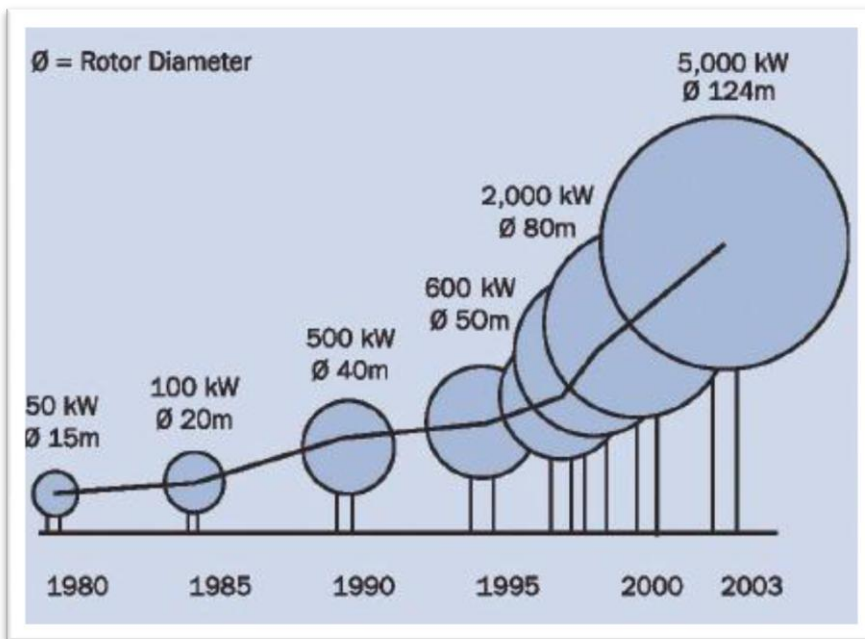
Ο τομέας των offshore ανεμογεννητριών αναπτύσσεται συνεχώς, με τις νέες εγκαταστάσεις να είναι μεγαλύτερες, χωροθετημένες μακρύτερα από την ακτή, σε μεγαλύτερα βάθη και να αποδίδουν μεγαλύτερη ισχύ. Όσο αυξάνουν αυτά τα μεγέθη, αυξάνουν παράλληλα και οι κατασκευαστικές δυσκολίες και απαιτήσεις για ακριβέστερη πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους. Ιδιαίτερη πρόκληση αποτελεί για

τους γεωτεχνικούς μηχανικούς η θεμελίωση, καθώς οι συνθήκες είναι δυσμενείς (μεγάλο βάθος θάλασσας, χαμηλές εδαφικές ιδιότητες) και οι απαιτήσεις αυξημένες (μεγάλη ροπή ανατροπής, ανακυκλικός χαρακτήρας φόρτισης για χρόνο ζωής 20 έτη). Αξίζει να σημειωθεί ότι ενώ κάθε ανεμογεννήτρια έχει κόστος της τάξης των 10-15 εκατομμυρίων ευρώ, η τοποθέτηση και συντήρηση της θεμελίωσης μιας υπεράκτιας αιολικής μηχανής συνιστά περίπου το 35% της συνολικής της αξίας. Αυξητική τάση παρουσιάζουν παράλληλα η απόσταση από την ακτή αλλά και το θαλάσσιο βάθος όπου εγκαθίστανται οι αιολικές φάρμες, γεγονός που επιβεβαιώνεται από ανάλυση που έγινε στα δεδομένα τόσο των υφιστάμενων όσο και των μελλοντικών υπεράκτιων αιολικών πάρκων.



Εικόνα 1.12: Στον κάθετο άξονα απεικονίζεται η απόσταση από την ακτή σε km και στον οριζόντιο το βάθος του πυθμένα σε m. Με μπλε χρώμα φαίνονται τα υφιστάμενα (σε λειτουργία) αιολικά πάρκα, με κόκκινο τα υπό κατασκευή και με πράσινα τα μελλοντικά (προσχεδιασμένα) υπεράκτια αιολικά πάρκα.

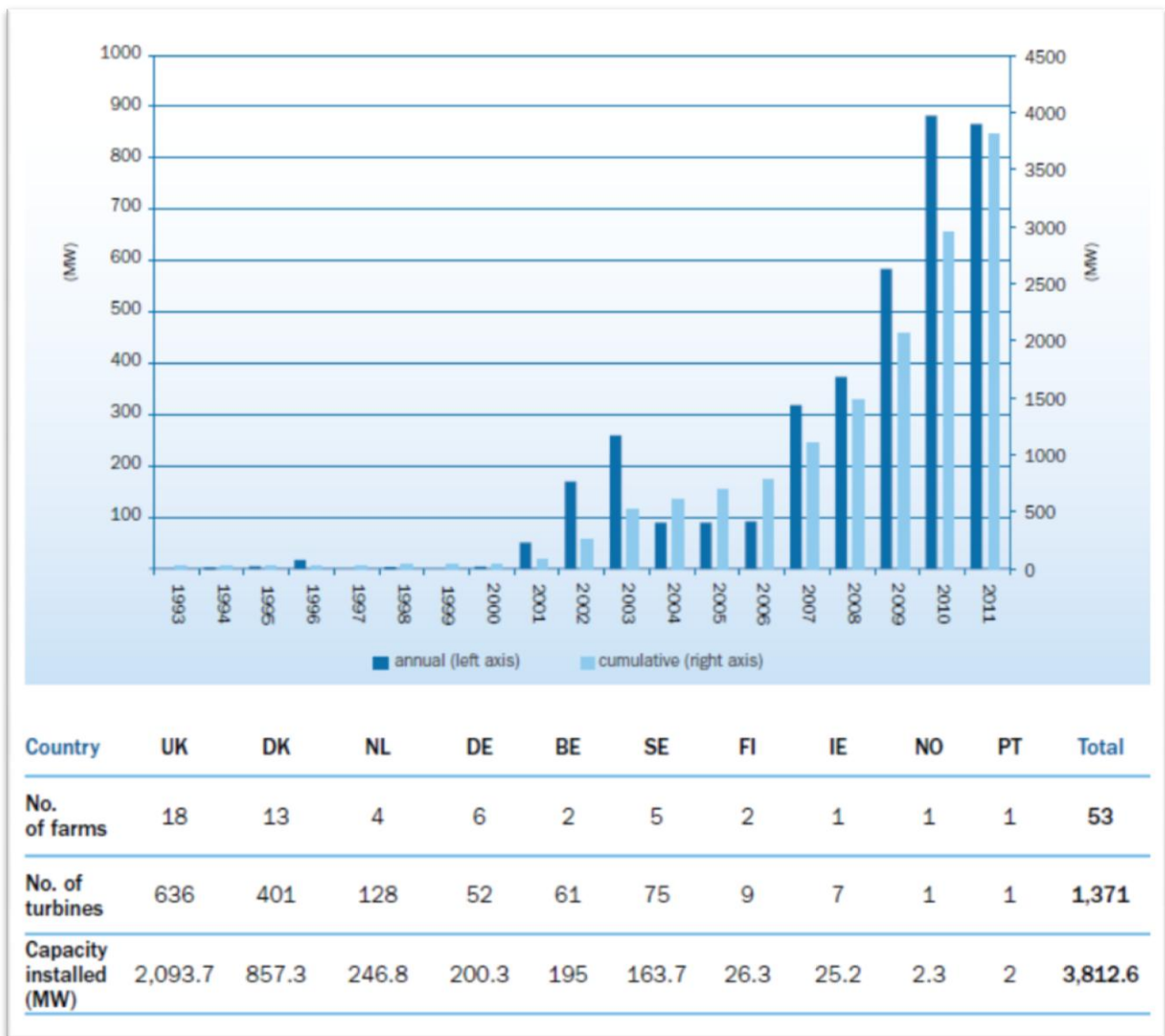
Αυξητική τάση παρουσιάζουν, τέλος, τόσο η ισχύς όσο και το μέγεθος των υπεράκτιων ανεμογεννητριών. Σήμερα συναντούνται offshore ανεμογεννήτριες με απόδοση από 2 έως και 6 MW. Το ύψος του πύργου αυξάνει σχεδόν αναλογικά με την ονομαστική ισχύ τους και κυμαίνεται μεταξύ 60-154 m. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.13 που ακολουθεί, ήδη από το 2003 έχουν κατασκευαστεί ανεμογεννήτριες με ονομαστική ισχύ 5MW, ενώ πλέον τοποθετούνται αιολικές μηχανές κυρίως της τάξης των 5-6MW. Αξίζει να σημειωθεί πως σε ερευνητικό στάδιο βρίσκονται πλέον και ανεμογεννήτριες των 7.5 MW.



Εικόνα 1.13: Χρονολογική εξέλιξη μεγέθους και απόδοσης ανεμογεννητριών προοριζομένων για υπεράκτια τοποθέτηση

1.5.2 ΠΡΟΟΠΤΙΚΕΣ ΤΗΣ ΥΠΕΡΑΚΤΙΑΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΥΡΩΠΗ

Σύμφωνα με στοιχεία του Ευρωπαϊκού Συλλόγου Αιολικής Ενέργειας (European Wind Energy Association - EWEA) μέχρι και το τέλος του 2011 είχαν εγκατασταθεί συνολικά 1371 υπεράκτιες ανεμογεννήτριες σε Ευρωπαϊκά νερά, με την συντριπτική πλειοψηφία τους να αφορά στην Βόρεια Θάλασσα, με συνολική ισχύ 3812.6 MW, ενώ είναι ήδη υπό κατασκευή άλλα 9 θαλάσσια αιολικά πάρκα που θα αυξήσουν την συνολική εγκατεστημένη ισχύ κατά 2375MW, φτάνοντάς την στα 6188MW.



Εικόνα 1.14: Ετήσια και συνολική έως και το 2011 εγκατεστημένη ισχύς σε υπεράκτιες Α/Γ για δέκα δεσπόζουσες στον τομέα αυτό ευρωπαϊκές χώρες

Όπως ήδη αναφέρθηκε μία από τις χώρες που έχει εκδηλώσει ενδιαφέρον για την μελλοντική κατασκευή θαλάσσιων αιολικών πάρκων είναι και η Ελλάδα. Αν και δεν έχουν ακόμα εγκατασταθεί υπεράκτιες αιολικές φάρμες, έχουν υποβληθεί αρκετές προτάσεις. Πρόσφατα το Υπουργείο Περιβάλλοντος, Ενέργειας και Κλιματικών Αλλαγών επέλεξε 12 θαλάσσιες περιοχές ανά την επικράτεια για εγκατάσταση ανεμογεννητριών με χρονικό ορίζοντα ολοκλήρωσης το 2017. Οι περιοχές αυτές είναι: Άγιος Ευστράτιος, Αλεξανδρούπολη, Κάρπαθος, Κέρκυρα,

Θάσος, Κρυνόρι, Κύμη, Λήμνος, Λευκάδα, Πεταλιόι, Σαμοθράκη και Φανάρι Ροδόπης ενώ η συνολική παραγόμενη ηλεκτρική ενέργεια υπολογίζεται να φτάσει τα 1.2 GW. Η δυσκολία εγκατάστασης υπεράκτιων αιολικών πάρκων τόσο στο Αιγαίο όσο και στο Ιόνιο Πέλαγος έγκειται κυρίως στην απότομη αλλαγή του βάθους του πυθμένα. Οι θεμελιώσεις offshore ανεμογεννητριών είναι εφικτές σε βάθος έως και 50m, ενώ για βαθύτερα νερά είναι καταλληλότερες οι πλωτές ανεμογεννήτριες οι οποίες ωστόσο βρίσκονται ακόμα σε ερευνητικό στάδιο και μόλις κατά το 2012 εγκαταστάθηκαν πειραματικά οι πρώτες τρεις. Ως αντίβαρο της προαναφερθείσας δυσκολίας έρχεται το υψηλό αιολικό δυναμικό των θαλάσσιων περιοχών της Ελλάδας. Η μέση ετήσια ταχύτητα του ανέμου στις περιοχές που έχουν προταθεί φτάνει τα 9 m/s και άνω, γεγονός που αποτελεί εχέγγυο για την απόδοση των ανεμογεννητριών.

1.5.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΙΟΛΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΩΝ ΞΗΡΑΣ ΚΑΙ ΘΑΛΑΣΣΗΣ

Τι είναι ωστόσο αυτό που καθιστά τα υπεράκτια αιολικά πάρκα τόσο θελκτικά, ώστε να κερδίζουν όλο και περισσότερο το ενδιαφέρον των κατασκευαστών έναντι των χερσαίων ανταγωνιστών τους παραβλέποντας τόσο την σημαντική επιβάρυνση του κόστους (το οποίο είναι 2 έως και 3,5 φορές μεγαλύτερο από το αντίστοιχο των onshore), όσο και την απουσία άμεσα διαθέσιμου δικτύου για την παροχή της παραγόμενης ενέργειας;

Πρώτον, οι ελεύθερες χερσαίες εκτάσεις είναι αισθητά πιο περιορισμένες σε σχέση με τις αντίστοιχες θαλάσσιες. Ιδίως σε πυκνοκατοικημένες χώρες όπως είναι η πλειοψηφία των ευρωπαϊκών, η εύρεση εκτάσεων κατάλληλων για τοποθέτηση αιολικών πάρκων αποτελεί μία ισχυρότατη τροχοπέδη στη δημιουργία νέων αιολικών πάρκων.

Το δεύτερο σημαντικό πλεονέκτημα των υπεράκτιων αιολικών μηχανών είναι η σταθερή ροή του ανέμου με χαμηλά επίπεδα τύρβης στην ανοικτή θάλασσα. Η συνεχής ροή του ανέμου με σταθερή ταχύτητα βελτιστοποιεί την απόδοση της

ανεμογεννήτριας και περιορίζει το οικονομικό ρίσκο. Η ροή του ανέμου επηρεάζεται ιδιαίτερα από την γεωμορφολογία της περιοχής (βουνά, κοιλάδες κτλ.) και από το μέσο ύψος των κτηρίων κοντά σε κατοικημένες περιοχές. Όπως έχει ήδη σχολιασθεί και στην Ενότητα §1.3 και πιο συγκεκριμένα στην Εικόνα 1.6, στην ηπειρωτική Ευρώπη η μέση ταχύτητα του ανέμου είναι σχετικά μικρή (0-5 m/s), ενώ το μεγάλο μέρος των παράκτιων περιοχών βρίσκεται στην πράσινη περιοχή (>8m/s).

Τέλος, μέσω της επιλογής μίας υπεράκτιας αιολικής φάρμας, υπερπηδείται το σημαντικότερο ίσως μειονέκτημα των ανεμογεννητριών ξηράς που είναι η, υποκειμενική βεβαίως, αισθητική όχληση.

Τα παραπάνω σημαντικά πλεονεκτήματα δεν σηματοδοτούν φυσικά την έλλειψη αντίστοιχων επικρίσεων με αυτές που αναφέρθηκαν συνοπτικά στην Ενότητα 1.4 όσον αφορά τις Α/Γ ξηράς. Έτσι, και οι υπεράκτιες αιολικές μηχανές, έχουν επιφορτισθεί με πιθανές επιπτώσεις για το θαλάσσιο οικοσύστημα στο οποίο εντάσσονται:

- ✓ Η υποθαλάσσια θεμελίωση, τα διάφορα συστήματα αγκίστρωσης, τα υλικά προστασίας των μερών της αιολικής μηχανής από την διάβρωση, τα διάφορα υλικά καθαρισμού και συντήρησής της, η ηχητική όχληση καθώς και το ηλεκτρομαγνητικό πεδίο που δημιουργείται από την λειτουργία τους, είναι πιθανόν να προκαλέσουν μείωση του βένθους του θαλάσσιου οικοσυστήματος με αντίκτυπο βέβαια σε όλη την τροφική αλυσίδα. Επομένως, αυτή η παρέμβαση ενδέχεται μακροπρόθεσμα να επιφέρει αλλαγή στο φυσικό περιβάλλον και υποβάθμιση των ενδιαιτημάτων των θαλάσσιων οργανισμών.
- ✓ Όπως ακριβώς και οι αιολικές μηχανές ξηράς, ενδέχεται να διαταράξουν τους φυσικούς δρόμους διέλευσης των μεταναστευτικών πτηνών ενώ ταυτόχρονα εξακολουθεί ο κίνδυνος συγκρούσεων των τελευταίων με τα διάφορα μέλη της Α/Γ.
- ✓ Η δημιουργία μεγάλων υπεράκτιων αιολικών πάρκων είναι πιθανόν να έχει αρνητικές συνέπειες στις θαλάσσιες μεταφορές καθώς αφενός θα καταστεί υποχρεωτική η χάραξη νέων γραμμών πλεύσης, αφετέρου το ηλεκτρομαγνητικό

πεδίο από τη λειτουργία της ανεμογεννήτριας ενδέχεται να επηρεάζει τα ραντάρ των πλοίων αλλά και τον έλεγχο της εναέριας κυκλοφορίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 - «Η ΑΝΩΔΟΜΗ ΤΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΗΣ»

Το κεφάλαιο που ακολουθεί, αποτελεί και το εναρκτήριο για το βασικό αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας που δεν είναι άλλο από την πλήρη μοντελοποίηση και τον διεξοδικό έλεγχο τόσο της ανωδομής (Κεφάλαιο 2) όσο και, κυρίως, της θεμελίωσης (Κεφάλαιο 3) μίας τυπικής, μεμονωμένης, χερσαίας αιολικής μηχανής. Για την καλύτερη κατανόηση του τρόπου λειτουργίας και σχεδιασμού των επιμέρους τμημάτων μίας τυπικής Α/Γ, κρίναμε απαραίτητο να ξεκινήσουμε με μία γενική παρουσίαση της ανωδομής και στην συνέχεια να περιορισθούμε στην μελέτη του υπό εξέταση μοντέλου. Στην δεύτερη αυτή ενότητα θα παρουσιασθεί και η μοντελοποίηση της Α/Γ, για την οποία ως πλέον κατάλληλο πρόγραμμα προσομοίωσης κρίθηκε το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, version 15. Το συγκεκριμένο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων επελέγη αφενός για την διεθνώς αναγνωρισμένη αξιοπιστία των αποτελεσμάτων του αφετέρου για το σχετικώς φιλικό προς τον χρήστη περιβάλλον του, που καλύπτει το επιδιωκόμενο επίπεδο της εργασίας.

2.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΜΙΑΣ ΤΥΠΙΚΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΗΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, ο πύργος (tower) της αιολικής μηχανής αποτελεί ένα από τα κύρια κατασκευαστικά της μέρη. Στηρίζει το σύνολο του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού ενώ ταυτόχρονα μεταβιβάζει τα φορτία της ατράκτου στη θεμελίωση.

2.1.1 Εναλλακτικές Διατομές Του Πύργου Α/Γ

Ο πύργος της ανεμογεννήτριας μπορεί να κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα, συνδυασμό των ανωτέρω καθώς και από σύνθετα υλικά. Παράλληλα υπάρχει μία πληθώρα πιθανών διατομών που μπορούμε να συναντήσουμε, όπως η μονοπολική διάταξη σωλήνα είτε από χάλυβα είτε από

σκυρόδεμα (tubular steel or concrete tower), ο δικτυωτός πύργος (lattice tower), ο υβριδικός πύργος σκυροδέματος-χάλυβα (steel & concrete hybrid tower), η τριποδική διάταξη σωλήνων (three-legged tower) και η μονοπολική διάταξη με αντιστήριξη καλωδίων (guy-wired pole tower).



Εικόνα 2.1: Πιθανές διατομές του πύργου αιολικής μηχανής. Απεικονίζονται κατά σειρά: tubular steel tower, tubular concrete tower, lattice tower, three-legged tower, guy-wired pole tower

Από τις προαναφερθείσες πιθανές διατομές, παρακάτω θα αναφερθούμε αναλυτικά στις τρεις πρώτες (tubular, lattice & steel-concrete hybrid tower) που αποτελούν και τις πιο δημοφιλείς επιλογές.

✓ Δικτυωτός Πύργος (lattice tower)

Οι δικτυωτοί πύργοι χρησιμοποιήθηκαν πολύ κατά το παρελθόν, όταν οι ανεμογεννήτριες ήταν πιο μικρές σε μέγεθος, αλλά πλέον χρησιμοποιούνται σπάνια. Το μεγαλύτερο μειονέκτημά τους είναι το κακό οπτικά και αισθητικά αντίκτυπό τους, καθώς επίσης και το μεγάλο κόστος κατασκευής και συντήρησης που απαιτείται. Αντίθετα είναι σαφές ότι αυτή η διάταξη σχεδιασμού είναι ελαφρύτερη από οποιαδήποτε άλλη, καθώς χρησιμοποιεί πολύ λιγότερο υλικό -περίπου 50% μείωση σε σχέση με το υλικό ενός μονοπολικού σωληνοειδούς πύργου. Η φυσική σημασία αυτής της εξοικονόμησης υλικού

οφείλεται στα μεγάλα πλάτη των κάτω τμημάτων. Η ανάγκη του υλικού να παραλάβει ένταση είναι αντιστρόφως ανάλογη με το πλάτος. Με μία σωληνοειδή λεπτότοιχη διατομή, υπάρχει πάντα ο κίνδυνος λυγισμού, κάτι το οποίο περιορίζει τη μέγιστη διάμετρο. Ένα σχέδιο δικτυώματος δεν λυγίζει σαν ένα κέλυφος. Ο κίνδυνος λυγισμού των επιμέρους μελών περιορίζεται με την εισαγωγή πολλών δοκών που δίνουν στον δικτυωτό πύργο την χαρακτηριστική εμφάνισή του. Επιπροσθέτως, η διαπερατή φύση της διατομής αυτής, δημιουργεί λιγότερες αναταράξεις αέρα.

Πληροφοριακά αναφέρεται πως ο υψηλότερος δικτυωτός πύργος, ο οποίος απεικονίζεται και στην Εικόνα 2.2, βρίσκεται στο Lassow (Bladenburg) της



Γερμανίας, με την άτρακτο της αιολικής μηχανής να βρίσκεται στα 160 m. Ο συγκεκριμένος πύργος έχει πλάτος στη κορυφή του ίσο με 2,9 m ενώ στη βάση του το πλάτος του φτάνει τα 29 m.

Εικόνα 2.2: Ο υψηλότερος δικτυωτός πύργος στον κόσμο στο Lassow της Γερμανίας

✓ **Σωληνοειδής Χαλύβδινος Πύργος (tubular steel tower)**

Ο μονοπολικός σωληνοειδής πύργος είναι ο τύπος της διατομής που έχει επικρατήσει και κατασκευάζεται ευρέως. Τα υλικά κατασκευής του είναι ο χάλυβας. Συνήθως έχει κωλουρικοκωνικό σχήμα και διάμετρο που κυμαίνεται από περίπου 4,5 m στη βάση έως 2 m στη κορυφή, διαιρούμενη σε 3 ή τέσσερα τμήματα τα οποία συναρμολογούνται στο εργοτάξιο, συνήθως χρησιμοποιώντας προεντεταμένους κοχλίες. Το μήκος ενός τμήματος μπορεί να ποικίλει από 20 έως 30m. Βασικά κατασκευάζονται από ελάσματα φύλλων χάλυβα κομμένα, επεξεργασμένα και συγκολλημένα μεταξύ τους. Το μεγάλο τους πλεονέκτημα είναι ότι προσομοιάζονται με απλό στατικό σύστημα προβόλου και είναι πολύ εύκολος ο υπολογισμός των διατομών και των ιδιοτήτων τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι νέοι πύργοι που υπερβαίνουν τα 100m έχουν διάμετρο βάσης πάνω από 5m το οποίο αποτελεί πρόβλημα σε πολλές χώρες καθώς το μέγιστο μεταφερόμενο οδικώς μέγεθος είναι μικρότερο από 4,9 m.

✓ **Υβριδικός Πύργος Σκυροδέματος και Χάλυβα (steel and concrete hybrid tower)**

Η ιδέα πίσω από την δημιουργία ενός υβριδικού πύργου σκυροδέματος και χάλυβα είναι η χρήση σκυροδέματος για το ευρύ κάτω μέρος και χάλυβα στο άνω μέρος του πύργου. Στο άνω μέρος σχεδιάζεται ένας συμβατικός χαλύβδινος σωληνοειδής πύργος χωρίς να υπάρχει κίνδυνος σύγκρουσης με τους περιορισμούς μεταφοράς, καθώς θα έχει μικρότερο ύψος και συμπερασματικά μικρότερη διάμετρο βάσης. Επίσης, καθιστά ευκολότερο το σχεδιασμό του μέρους του σκυροδέματος ώστε να πάρει τις ιδιοσυχνότητες που θέλουμε. Βέβαια υπάρχει ένα επιπλέον κόστος που πρέπει να συμπεριληφθεί, που αφορά την σύνδεση του μέρους σκυροδέματος με το μέρος χάλυβα.

Μια άλλη εφαρμογή των υβριδικών πύργων σκυροδέματος και χάλυβα είναι σε περιοχές όπου το κόστος του χάλυβα είναι υψηλό (όπως για παράδειγμα στη Βραζιλία). Επιπλέον η ευκολότερη μεταφορά λόγω μικρότερων διαστάσεων των

τμημάτων του πύργου μειώνει το συνολικό κόστος. Από την άλλη μεριά, το μεγαλύτερο πρόβλημα είναι το αυξημένο βάρος.



Εικόνα 2.3: Υβριδικοί Πύργοι Σκυροδέματος – Χάλυβα

Από τις προαναφερθείσες πιθανές διατομές του πυλώνα μίας μεμονωμένης, χερσαίας αιολικής μηχανής, οριζοντίου άξονα, αυτή που θα μας απασχολήσει στην πορεία της διπλωματικής μας εργασίας είναι **ο σωληνοειδής χαλύβδινος πύργος.**

2.1.2 Απαιτήσεις Σχεδιασμού Πύργου Α/Γ

Ο επιτυχημένος δομικός σχεδιασμός του πύργου της Α/Γ, περιλαμβάνει την εξασφάλιση της υψηλής απόδοσης, της ασφάλειας και της οικονομίας του συστήματος. Ο πύργος φέρει τα φορτία της μηχανής, δέχεται την ανεμοπίεση, στηρίζει όλο τον απαραίτητο ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό. Χρειάζεται να είναι εύκολη η μεταφορά των τμημάτων στο σημείο κατασκευής, η συναρμολόγηση και η ανέγερσή τους. Η πρόσβαση οφείλει να είναι εύκολη για την τοποθέτηση αλλά και την συντήρησή του. Τέλος η αισθητική ολόκληρης της κατασκευής πρέπει να

συνυπολογίζεται, αφού καλό είναι να εναρμονίζεται με το περιβάλλον όσο το δυνατόν καλύτερα. Δυστυχώς δεν υπάρχει ένα κριτήριο που να περιλαμβάνει όλες αυτές τις παραμέτρους. Για τον βέλτιστο σχεδιασμό του, επομένως, επιδιώκουμε την ικανοποίηση μίας σειράς ελέγχων καθώς και ενός συνόλου κανονιστικών διατάξεων που κυρίως έχουν να κάνουν με τις διαστάσεις, την πλαστική ροπή αντοχής, τον λυγισμό, την μέγιστη μετακίνηση της κορυφής του πύργου, τις φλάντζες συνδέσεων και των συγκολλήσεων. Αναλυτικότερα:

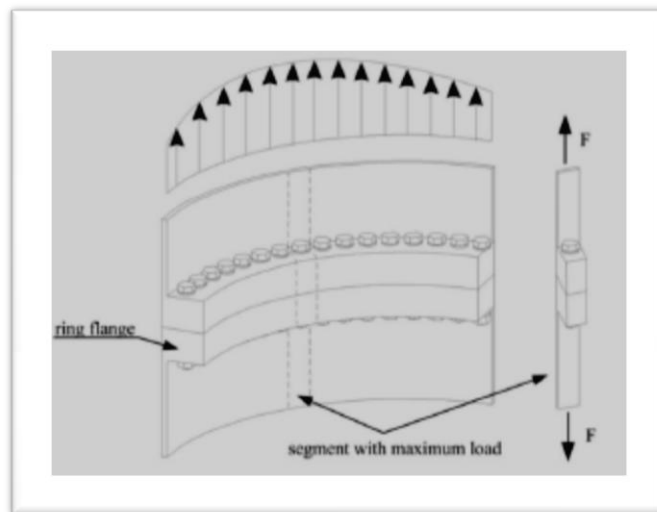
- ✓ Η εξωτερική διάμετρος στη βάση του πυλώνα δεν μπορεί να ξεπερνάει τα 6m ενώ το πάχος της κυλινδρικής διατομής ορίζεται ώστε να μπορεί να επεξεργαστεί ο χάλυβας και να πάρει την τελική του μορφή. Σημειώνεται, ότι για να μπορεί να επεξεργαστεί ο χάλυβας και να λάβει κυλινδρική μορφή το μέγιστο πάχος που μπορεί να έχει είναι:

$$\frac{Dt}{t} \leq 90\varepsilon^2, \text{ όπου } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} \quad (2.1)$$

- ✓ Στην οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει να ελέγχονται οι τάσεις Von-Misses σε κάθε σημείο και να συγκρίνονται με το όριο θραύσης του χάλυβα.
- ✓ Στην οριακή κατάσταση λυγισμού, ελέγχονται οι επιτρεπόμενες τάσεις σε κάθε σημείο του πυλώνα.
- ✓ Η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση της κορυφής του πύργου ορίζεται στο 1,00% του συνολικού ύψους του , έτσι ώστε να αποφευχθεί υπερβολική κίνηση που θα οδηγήσει σε παρεμπόδιση της ομαλής λειτουργίας της μηχανής.
- ✓ Για να αποφευχθεί το φαινόμενο του συντονισμού, η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της κατασκευής πρέπει να είναι σε ασφαλή απόσταση από τις συχνότητες διέγερσης στη φάση λειτουργίας του ρότορα της ανεμογεννήτριας. Συνηθισμένες τιμές για συχνότητες λειτουργίας είναι ανάμεσα σε 0,23 και 0,52 Hz για μικρές ανεμογεννήτριες και 0,10 με 0,30 Hz για μεγάλες. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του πύργου θα πρέπει να παραμένει πάνω από την μεγαλύτερη συχνότητα λειτουργίας μίας συγκεκριμένης ανεμογεννήτριας πολλαπλασιασμένη με έναν συντελεστή τυπικά ανάμεσα σε 1,1 και 2, έτσι ώστε

να αποφευχθεί ο συντονισμός σε οποιοδήποτε σημείο κατά το διάστημα λειτουργίας.

- ✓ Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ελέγχονται οι επιτρεπόμενες τάσεις σε κάθε σημείο του πύργου όπου υπάρχει σύνδεση με συγκόλληση.
- ✓ Η σύνδεση των τμημάτων του πύργου γίνεται μέσω κυκλικών φλαντζών μαζί με υψηλά προεντεταμένους κοχλίες (HV) και ελέγχεται η σύνδεση αυτή στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι προεντεταμένοι κοχλίες οφείλουν να ελέγχονται και σε κόπωση.



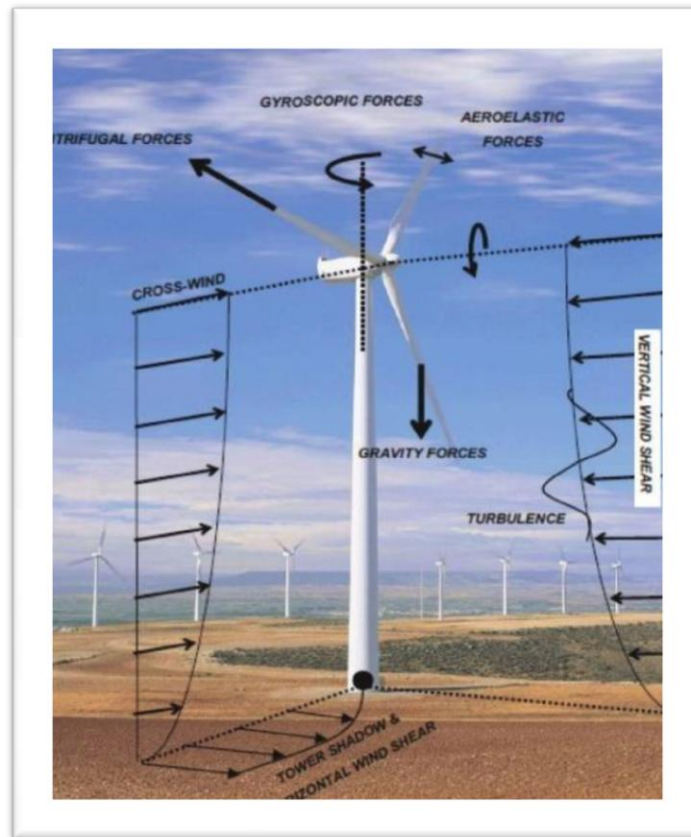
Εικόνα 2.4: Σχηματική προσέγγιση της φλάντζας σύνδεσης των τμημάτων του πύργου

2.1.3 Φορτία και Ανάλυση Σχεδιασμού Πύργου Α/Γ

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται μία προσπάθεια να επεξηγηθεί λεπτομερώς ο τρόπος υπολογισμού των φορτίων που ασκούνται σε μία ανεμογεννήτρια. Τα φορτία αυτά μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε τέσσερις γενικές κατηγορίες:

- ✓ τα φορτία τα οποία ασκούνται απευθείας στον υπό εξέταση πύργο
- ✓ τα φορτία τα οποία μεταφέρονται από τη τουρμπίνα στην κορυφή του πύργου
- ✓ τα φορτία του σεισμού
- ✓ τα φορτία κόπωσης

Οι πύργοι οφείλουν να σχεδιάζονται προκειμένου να αναλάβουν τα τέσσερα αυτά είδη φορτίων καθώς και το συνδυασμό τους με τους κατάλληλους συντελεστές για κάθε περίπτωση.



Εικόνα 2.5: Σχηματική απεικόνιση των φορτίων που ασκούνται στον πύργο Α/Γ

2.1.3.1 Φορτία Ασκούμενα Απευθείας Στον Πύργο

Υποδιαιρούνται με την σειρά τους σε δύο μεγάλες κατηγορίες, στα μόνιμα φορτία που προέρχονται από το ίδιο βάρος του πυλώνα καθώς και του εξοπλισμού που αυτός περιέχει και στα φορτία λόγω του ανέμου.

2.1.3.1.1 Μόνιμα Φορτία

Τα μόνιμα φορτία περιλαμβάνουν το ίδιο βάρος του υλικού της κατασκευής και υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα εφόσον κατά την εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα έχει ορισθεί η πυκνότητα του υλικού του κελύφους του

πυλώνα. Ωστόσο σημειώνεται πως είναι αποδεκτό να αγνοούνται επιμέρους εσωτερικές κατασκευές, όπως για παράδειγμα οι σκάλες.

2.1.3.1.2 Φορτία Λόγω Ανέμου

Στο Παράρτημα Α της παρούσας εργασίας, παρουσιάζουμε εκτενέστατα τον Ευρωπαϊκό Κανονισμό IEC61400-1 για τις μεμονωμένες, χερσαίες αιολικές μηχανές. Στα πλαίσια αυτού του κανονισμού, αναφερόμαστε σε θεωρητικό επίπεδο σε όλους τους υπολογισμούς που πρέπει να γίνονται προκειμένου την αντιμετώπιση των εντατικών καταστάσεων λόγω ανέμου. Για λόγους πληρότητας, στην παρούσα ενότητα θα αναφερθούμε στον ποιοτικό τρόπο υπολογισμού των ανεμικών πιέσεων επί των επιφανειών, και δη των κυκλικών κυλίνδρων, όπως αυτός προτείνεται από τον Ευρωκώδικα 1.

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μίας κατασκευής προκύπτει από την σχέση

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (2.2)$$

όπου

- ως $q_p(z_e)$ ορίζουμε την πίεση ταχύτητας αιχμής
- ως z_e ορίζουμε το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- ως c_{pe} ορίζουμε τον συντελεστή εξωτερικής πίεσης

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την σχέση

$$Q_p(z) = [1+7 I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b \quad (2.3)$$

όπου

- ως ρ ορίζουμε την πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho=1,25 \text{ kgr/m}^3$)

- ως $I_v(z)$ ορίζουμε την ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z
- ως $c_e(z)$ ορίζουμε τον συντελεστή έκθεσης και δίνεται από την σχέση

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.4)$$

- ως q_b ορίζουμε την βασική πίεση που δίνεται από την σχέση

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (2.5)$$

όπου

- ως v_b ορίζουμε τη βασική ταχύτητα ανέμου, που προκύπτει ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II σύμφωνα με την σχέση

$$v_b = C_{dir} C_{season} v_{b,0} \quad (2.6)$$

Στη σχέση αυτή:

- ως C_{dir} ορίζουμε τον συντελεστή διεύθυνσης ο οποίος είναι ίσος με 1
- ως C_{season} ορίζουμε τον συντελεστή εποχής, επίσης ίσος με 1
- ως $v_{b,0}$ ορίζουμε τη θεμελιώδη τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για την χώρα μας ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$ σε ύψος z πάνω από το έδαφος εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από την σχέση

$$v_m(z) = c_r(z) c_0(z) v_b \quad (2.7)$$

όπου

- ως $c_0(z)$ ορίζουμε τον συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης με προτεινόμενη τιμή ίση με 1
- ως $c_r(z)$ ορίζουμε τον συντελεστή τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας λαμβάνει υπ' όψιν τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου, υπολογίζεται δε συναρτήσει του ύψους z με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις.

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (2.8)$$

όπου

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07} \quad (2.9)$$

Στις σχέσεις αυτές:

- ως z_0 ορίζουμε το μήκος τραχύτητας σε m, όπως αυτό αναφέρεται στον Πίνακα 3.1 που ακολουθεί
- το $z_{0,11}$ λαμβάνεται ίσο με 0,05 m
- ως z_{\min} ορίζουμε το ελάχιστο ύψος που προτείνεται στον Πίνακα 2.1
- το z_{\max} λαμβάνεται ίσο με 200 m

Σημειώνεται, πως η σχέση (2.8) ισχύει όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος, ώστε να μπορεί να θεωρείται σταθερή η κατηγορία του εδάφους.

Προτεινόμενες τιμές για τα z_0 και z_{\min} , δίνονται στον Πίνακα 2.1 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ		z_0	z_{\min}
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θαλάσσης	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των	0,05	2
IV	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτήρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
V	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1	10

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες Εδάφους και Αντίστοιχες Παράμετροι

Η ένταση του στροβιλισμού $I_V(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_V(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_V(z) = I_V(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2.10)$$

όπου:

- ως k_1 ορίζεται ο συντελεστής στροβιλισμού ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1
- ο συντελεστής $c_0(z)$ λαμβάνεται ίσος με 1 επίσης

για κυκλικούς κυλίνδρους, οι συντελεστές πίεσης των διατομών εξαρτώνται από τον αριθμό Reynolds, ο οποίος είναι ίσος με:

$$\text{Re} = \frac{b v(z_e)}{\nu} \quad (2.11)$$

όπου:

- ως b ορίζουμε την διάμετρο του κυλίνδρου
- ως ν ορίζουμε το κινηματικό ιξώδες του αέρα ίσο με $15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- ως $v(z_e)$ ορίζουμε την ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z_e

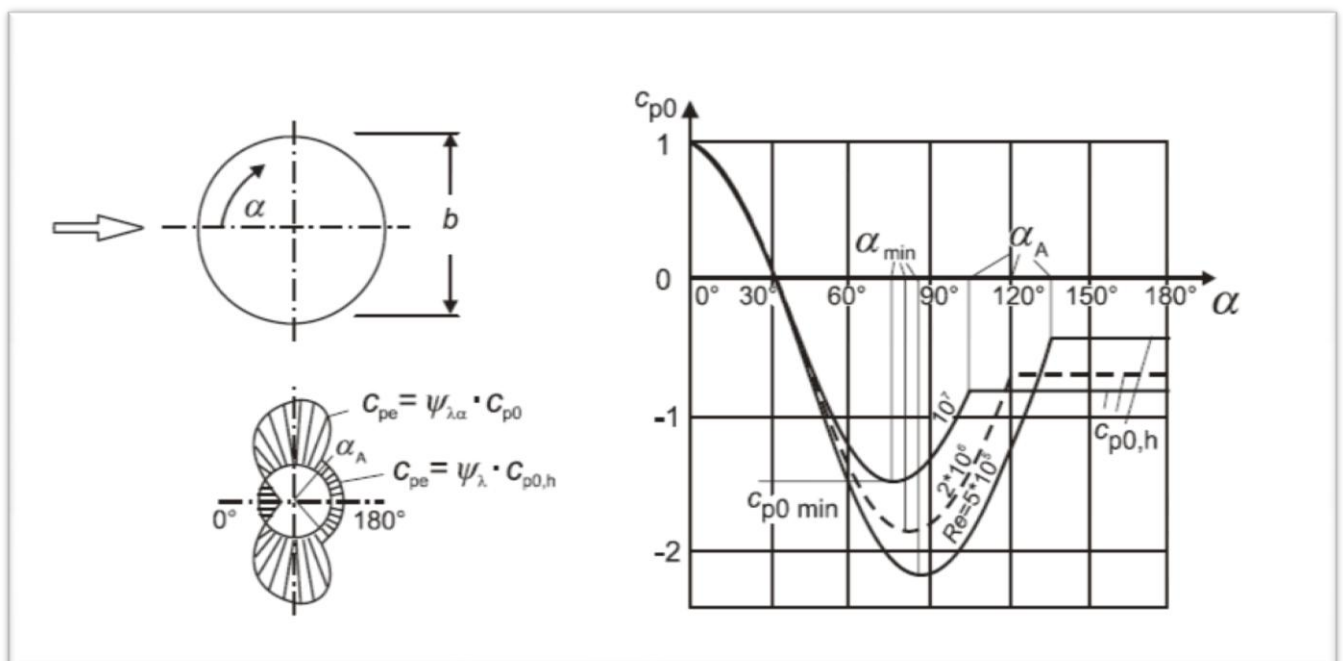
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} κυκλικών κυλίνδρων προσδιορίζονται από τη σχέση:

$$c_{pe} = c_{p,0} \psi_{\lambda\alpha} \quad (2.12)$$

όπου:

- ως $c_{p,0}$ ορίζουμε τον συντελεστή εξωτερικής πίεσης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων
- ως $\psi_{\lambda\alpha}$ ορίζουμε τον συντελεστή επίδρασης άκρων

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης δίνεται στην Εικόνα 2.5 για διάφορους αριθμούς Reynolds ως συνάρτηση της γωνίας α .



Εικόνα 2.6: Κατανομή πιέσεων σε κυκλικούς κυλίνδρους για διάφορους αριθμούς Reynolds, χωρίς επίδραση άκρων

Ο συντελεστής επίδρασης άκρων $\psi_{\lambda\alpha}$ δίνεται από την σχέση:

$$\begin{aligned} \psi_{\lambda\alpha} &= 1 \quad \text{για } 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min} \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cos \left[\frac{\pi}{2} \left[\frac{\alpha - \alpha_{\min}}{\alpha_A - \alpha_{\min}} \right] \right] \quad \text{για } \alpha_{\min} < \alpha < \alpha_A \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda \quad \text{για } \alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ \end{aligned} \quad (2.13)$$

όπου:

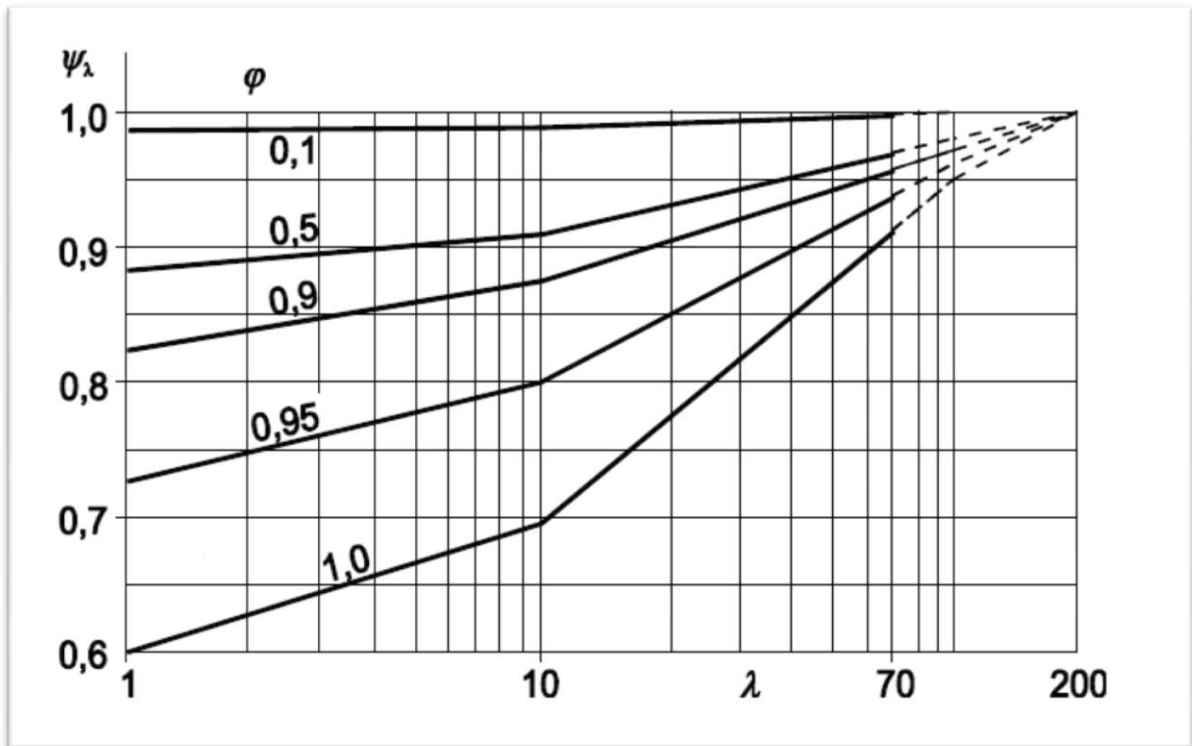
- ως α_A ορίζουμε την θέση του διαχωρισμού ροής όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 2.5
- ως ψ_λ ορίζουμε τον συντελεστή επίδρασης άκρων όπως αυτός δίνεται στο Πίνακα 2.2

Re	α_{\min}	$c_{p0, \min}$	α_A	$c_{p0, h}$
$5 \cdot 10^5$	85	-2,2	135	-0,4
$2 \cdot 10^6$	80	-1,9	120	-0,7
107	75	-1,5	105	-0,8

όπου
 α_{\min} είναι η θέση της ελάχιστης πίεσης σε ($^\circ$)
 $c_{p0, \min}$ είναι η τιμή του ελάχιστου συντελεστή
 α_A είναι η θέση του διαχωρισμού ροής σε ($^\circ$)
 $c_{p0, h}$ είναι ο συντελεστής της βασικής πίεσης

Πίνακας 2.2: Τυπικές τιμές κατανομής πίεσης κυκλικών κυλίνδρων για διάφορους αριθμούς Reynolds, χωρίς επίδραση άκρων

Όπου απαιτείται ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ θα πρέπει να υπολογίζεται ως συνάρτηση της λυγηρότητας λ , για διαφόρους λόγους πληρότητας ϕ , όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.6. Ο συντελεστής λαμβάνει υπ' όψιν τη μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω της ροής του ανέμου γύρω από τα άκρα (επίδραση άκρων).



Εικόνα 2.7: Συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας φ και της λυγηρότητας λ

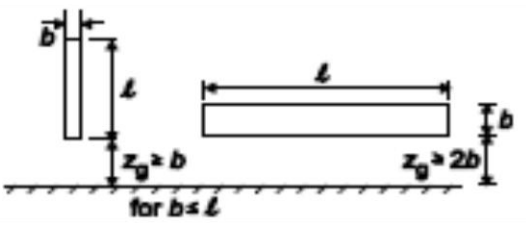
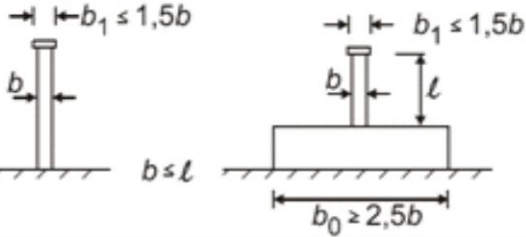
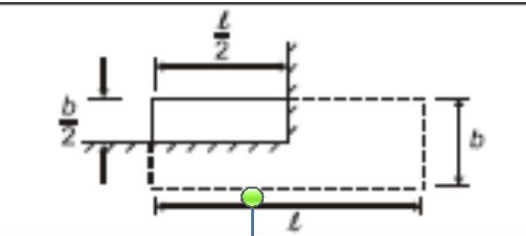
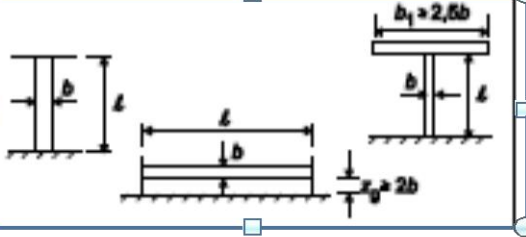
Ο λόγος πληρότητας φ δίνεται από την σχέση

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (2.14)$$

όπου:

- ως A ορίζουμε το άθροισμα των προβολών των επιφανειών των μελών
- ως A_c ορίζουμε τη συνολική επιφάνεια εντός του περιγράμματος $A_c = l \cdot b$

Η ενεργός λυγηρότητα λ ορίζεται στον Πίνακα 2.3 που ακολουθεί, ανάλογα με τις διαστάσεις της κατασκευής και τη θέση της:

No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός Λυγηρότητα λ
1		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: $l \geq 50\text{m}, \lambda = \min(1, 4l/b; 70)$ $l < 15\text{ m}, \lambda = \min(2l/b; 70)$</p>
2		<p>Για κυκλικούς κυλίνδρους: $l \geq 50\text{m}, \lambda = \min(0, 7l/b; 70)$ $l < 15\text{m}, \lambda = \min(l/b; 70)$</p>
3		<p>Για ενδιάμεσες τιμές του l, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
4		<p>$l \geq 50\text{m}, \lambda = \max(0, 7l/b; 70)$ $l < 15\text{m}, \lambda = \max(l/b; 70)$ Για ενδιάμεσες τιμές του l θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>

Πίνακας 2.3: Προτεινόμενες τιμές του λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές, πινακίδες σήμανσης, διατομές με αιχμηρές ακμές και δικτυωτές κατασκευές.

2.1.3.2 Φορτία Που Μεταβιβάζονται Από Την Τουρμπίνα Στον Πύργο

Σύμφωνα με τον κανονισμό Germanischer Lloyd: Rules and Regulations, Part 1- Wind Energy (1993), οι πύργοι των ανεμογεννητριών πρέπει να σχεδιάζονται προκειμένου να αντέχουν όχι μόνο τις παρακάτω περιπτώσεις φορτίσεων αλλά και τους συνδυασμούς αυτών:

✓ **Μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος τουρμπίνας)**

Τα μόνιμα φορτία σε αυτήν την περίπτωση οφείλονται στον μηχανολογικό εξοπλισμό που υπάρχει στην κορυφή του πύργου. Τρία βασικά μέλη θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά τον υπολογισμό του βάρους: τα πτερύγια, η άτρακτος και ο ρότορας. Το συνολικό αξονικό φορτίο, είναι συνδυασμός του βάρους των παραπάνω μελών. Σημειώνεται δε πως θα πρέπει να ληφθεί υπ'όψιν και η εκκεντρότητα της μάζας του ρότορα.

✓ **Φορτία κανονικής λειτουργίας**

Περιλαμβάνουν την πίεση του ανέμου, τις διαταραχές κατά τη λειτουργία, την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας καθώς και το φρενάρισμα. Έχουμε αναλυτικά: Στην κορυφή του πύργου ασκείται μία συγκεντρωμένη δύναμη

$$F_x = P_n A \quad (2.15)$$

όπου:

- ως A ορίζουμε την επιφάνεια σάρωσης από τα πτερύγια
- ως P_n ορίζουμε την μέση πίεση η οποία εξαρτάται από την σχετική ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από την σχέση

$$P_n = C_{fb} \rho \frac{v_r^2}{2} \quad (2.16)$$

όπου:

- ο συντελεστής C_{fb} λαμβάνεται ίσος με $8/9$
- ως $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ορίζουμε την πυκνότητα του αέρα
- ως v_r ορίζουμε τη σχετική ταχύτητα του ανέμου σε συνθήκες κανονικής λειτουργίας

Η εκκεντρότητα του φορτίου κατά τη διάρκεια αυτής της φάσης λειτουργίας, η οποία οφείλεται στο στροβιλισμό λόγω της λοξής ροής του ανέμου, δίνεται από τη σχέση

$$e_w = \frac{wR^2}{2vr^2} \quad (2.17)$$

Αυτή η εκκεντρότητα του φορτίου που εφαρμόζεται προκαλεί μία πρόσθετη ροπή M_y . Ακόμη κατά τη διάρκεια της λειτουργίας της ανεμογεννήτριας, ο ρότορας περιστρέφεται γύρω από τον άξονα του και προκαλεί τη ροπή αντίστασης. Αυτή η ροπή είναι ανάλογη της παραγόμενης ηλεκτρικής ενέργειας, P_{el} , και αντιστρόφως ανάλογη της ταχύτητας περιστροφής του ρότορα n και δίνεται από τη σχέση

$$M_x = 14 \frac{P_{el}}{n} \quad (2.18)$$

Όταν η ανεμογεννήτρια είναι σε λειτουργία, εάν χρειαστεί να σταματήσουν τα πτερύγια, ένα υδραυλικό σύστημα φρένων τίθεται σε λειτουργία. Η αναχαίτιση αυτής της λειτουργίας προκαλεί μία ροπή ανατροπής στην κορυφή του πύργου. Η τιμή αυτή είναι διπλάσια αυτής που υπολογίζεται από τη σχέση (2.17).

✓ Φορτία ακραίας λειτουργίας

Περιλαμβάνουν την πίεση του ανέμου, την πλάγια προβολή του ανέμου και την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας. Έχουμε αναλυτικά:

Τα φορτία υπολογίζονται όπως και στην προηγούμενη φάση λειτουργίας θεωρώντας όμως ταχύτητα ριπής ανέμου

$$v_b = \frac{5}{3} v_r \quad (2.19)$$

Τα φορτία που οφείλονται στην πλάγια ροή του ανέμου ή σε κλίσεις αυτού, θα πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη καθώς κατά τη λειτουργία της ανεμογεννήτριας ο άνεμος μπορεί να αλλάξει κατεύθυνση. Αυτή η δύναμη χαρακτηρίζεται ως πλευρική επίδραση του ανέμου και το μέτρο της μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$F_y = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} P_n A \quad (2.20)$$

Ασκείται στο ρότορα κατά την Y διεύθυνση και έχει ως αποτέλεσμα την επιβολή καμπτικών ροπών στον άξονα του ρότορα και ροπών επιβράδυνσης στο κατευθυντήριο σύστημα της ατράκτου.

Ομοίως με την προηγούμενη φάση, η ροπή που προκαλείται κατά τη διάρκεια παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας υπολογίζεται με τη χρήση της σχέσης (2.17).

✓ Ετήσιος άνεμος (10 min)

Ετήσιος άνεμος 10 λεπτών, είναι ο μέσος άνεμος δέκα λεπτών, με πιθανότητα υπέρβασης μία φορά το χρόνο. Η ταχύτητα ετησίου ανέμου (10 λεπτών) ορίζεται ως το 80% της αντίστοιχης ταχύτητας του 50-ετούς ανέμου. Υπό κανονικές συνθήκες, τα δεδομένα για τον άνεμο συγκεντρώνονται σε ένα ύψος αναφοράς h^* . Ο προσδιορισμός της πίεσης ανέμου σε ύψος πλήμνης h , προϋποθέτει την προσαρμογή της ταχύτητας του 10-λεπτου μέσου ανέμου με βάση τον τύπο

$$v(h) = v \left(\frac{h}{h^*} \right)^\alpha \quad (2.21)$$

όπου:

- ως v ορίζουμε την ταχύτητα του ανέμου
- ως h^* ορίζουμε το ύψος αναφοράς
- ο συντελεστής α λαμβάνεται ίσος με 0,16 για άνεμο και 0,11 για ριπή ανέμου

Εάν η ταχύτητα ετησίου ανέμου στο ύψος της πλήμνης είναι μεγαλύτερη από την ταχύτητα διακοπής λειτουργίας της ανεμογεννήτριας, η στατική πίεση P_s πρέπει να ληφθεί υπόψη. Η στατική πίεση υπολογίζεται από τον τύπο

$$P_s = \frac{v^2}{1600} \quad (2.22)$$

συνεπώς, η οριζόντια δύναμη, που ασκείται στην κορυφή του πύργου, υπολογίζεται με βάση την εξίσωση (2.16), στην οποία λαμβάνεται υπ' όψιν η επιφάνεια σάρωσης των πτερυγίων.

Το φαινόμενο της ριπής ανέμου πρέπει να ληφθεί υπόψη, καθώς παρουσιάζονται πιθανές αποκλίσεις έως και $\pm 15^\circ$ από την κατεύθυνση του

ανέμου. Κάτι τέτοιο δημιουργεί μία δύναμη, η οποία ασκείται στο ρότορα κατά την Y διεύθυνση, η οποία επίσης δημιουργεί ροπές κάμψης στον άξονα του ρότορα και επιβραδυντικές ροπές M_z στο περιστρεφόμενο τμήμα της ατράκτου.

✓ **Ετήσια ριπή ανέμου (5 sec)**

Ετήσια ριπή ανέμου 5 δευτερολέπτων ονομάζεται η μέγιστη ανά 5 δευτερόλεπτα μέση ταχύτητα του ανέμου, με πιθανότητα υπέρβασης μία φορά το χρόνο. Η ταχύτητα της ετήσιας ριπής ανέμου ορίζεται ως το 80% της αντίστοιχης ταχύτητας 50-ετούς ριπής ανέμου. Παρόμοια με τη συνθήκη για τον ετήσιο άνεμο (10 minutes), η ταχύτητα ριπής ανέμου πρέπει να προσαρμοστεί στο ύψος της πλήμνης με βάση την εξίσωση (2.21). Η πίεση ανέμου και η οριζόντια δύναμη F_x που ασκείται στην κορυφή του πύργου υπολογίζονται με τον ίδιο τρόπο, όπως και για τον ετήσιο άνεμο (10 λεπτών).

Για την πλευρική φόρτιση F_y που προκαλείται από τη ροή πλάγιων ή κεκλιμένων ανέμων θεωρούμε πως έχει το ίδιο μέγεθος με την οριζόντια δύναμη και έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση ροπών κάμψης στον άξονα του ρότορα και επιβραδυντικών ροπών M_z στο περιστρεφόμενο τμήμα της ατράκτου.

✓ **Άνεμος 50-ετίας (10 min)**

Ο άνεμος 50-ετίας είναι ο ανά 10 λεπτά μέσος όρος ανέμου με πιθανότητα υπέρβασης μία φορά τα 50 χρόνια. Παρόμοια με τη συνθήκη ετήσιου ανέμου (10 λεπτών), η ταχύτητα του 50-ετούς ανέμου πρέπει να προσαρμοστεί στο ύψος της πλήμνης με βάση τη σχέση (2.21). Τα φορτία σε αυτή την περίπτωση υπολογίζονται με τον ίδιο τρόπο όπως και για τον ετήσιο άνεμο (10 λεπτών).

✓ **Ριπή Ανέμου 50-ετίας (5 sec)**

Η ριπή ανέμου 50-ετίας είναι η μέγιστη ανά 5 δευτερόλεπτα μέση ταχύτητα του ανέμου, με πιθανότητα υπέρβασης μία φορά τα 50 χρόνια. Παρόμοια με τη

συνθήκη για την ετήσια ριπή ανέμου (5 δευτερολέπτων), η ταχύτητα 50-ετούς ριπής ανέμου (5 δευτερολέπτων) πρέπει να προσαρμοστεί στο ύψος της πλήμνης χρησιμοποιώντας τη σχέση (2.21). Τα φορτία σε αυτή την περίπτωση προσδιορίζονται με την ίδια διαδικασία που ακολουθήθηκε και για ετήσια ριπή ανέμου (5 δευτερολέπτων).

✓ **Ειδική επιρροή του περιβάλλοντος- Βλάβη – Βραχυκύκλωμα γεννήτριας**

Σε αυτή τη φόρτιση συμπεριλαμβάνονται όλα τα απρόσμενα γεγονότα τα οποία μπορούν να συμβούν και να προκαλέσουν πολύ γρήγορη διακοπή της ανεμογεννήτριας. Η απότομη αυτή διακοπή όταν συμβεί θα προκαλέσει μία μεγάλη στρεπτική ροπή, η οποία, για σύγχρονες γεννήτριες, προσεγγίζεται αν οκταπλασιάσουμε τη ροπή που αναπτύσσεται κατά την παραγωγή ενέργειας από την ανεμογεννήτρια.

✓ **Εκκεντρότητα ρότορα**

Με αυτή τη φόρτιση καλύπτουμε την περίπτωση ατέλειας κατά την τοποθέτηση του έλικα πάνω στην άτρακτο. Έτσι λοιπόν υπάρχει μία εκκεντρότητα ίση με

$$e_r = 0,005 R \quad (2.23)$$

και λόγω αυτής της εκκεντρότητας εμφανίζεται μία δύναμη F_x η οποία είναι ίση με

$$F_x = m e_r \Omega^2 \quad (2.24)$$

όπου:

- ως m ορίζουμε την μάζα των λεπίδων του ρότορα
- ως Ω ορίζουμε την γωνιακή ταχύτητα του ρότορα

Στην πράξη, ωστόσο, και τουλάχιστον στα πλαίσια αυτής της πτυχιακής εργασίας, αρκούμαστε στην μεταβίβαση από την άτρακτο στον πύργο των ιδίων βαρών της που προέρχονται κυρίως από το σύνολο του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού της, λαμβάνοντας φυσικά υπ' όψιν και την ύπαρξη εκκεντρότητας μεταξύ του Κέντρου

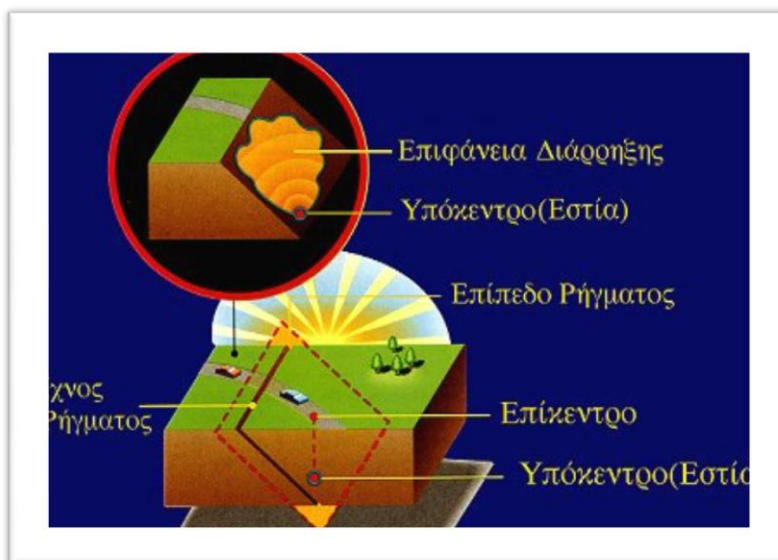
Βάρους της ατράκτου και του κεντροβαρικού άξονα του πυλώνα. Μιας και το βασικό αντικείμενο της εργασίας είναι η μελέτη της θεμελίωσης της Α/Γ, και όχι το σύνολό της, τέτοιες απλοποιήσεις κρίθηκαν αποδεκτές.

2.1.3.3 Σεισμικά Φορτία

2.1.3.3.1 Το Φαινόμενο του Σεισμού

Από μηχανικής άποψης, ο σεισμός οφείλεται στη διάδοση στο χώρο κυμάτων παραμόρφωσης μέσα στο φλοιό. Κύματα εμφανίζονται όταν επιβάλλεται μια **φόρτιση** (φορτίο ή μετακίνηση) σε ένα σημείο ή σε ένα τμήμα (επιφάνεια, γραμμή κ.ο.κ.) ενός **συνεχούς σώματος**, εν προκειμένω του φλοιού, οπότε το σημείο ή τμήμα επιβολής του φορτίου λέγεται **πηγή**.

Η θέση του ρήγματος στην οποία ξεκινά η διάρρηξη ονομάζεται **εστία ή υπόκεντρο** του σεισμού, ενώ το **μικροσεισμικό επίκεντρο** βρίσκεται στην ίδια κατακόρυφο επάνω στην επιφάνεια της γης. Αξίζει να τονισθεί, ότι μετά την έναρξη της σεισμικής ρήξης στο υπόκεντρο εμφανίζονται διαρρήξεις και σε άλλα γειτονικά



σημεία, οπότε η πηγή των διαδιδόμενων σεισμικών κυμάτων αλλάζει κατά την διάρκεια του σεισμού.

Εικόνα 2.8: Γεωμετρικά Στοιχεία Σεισμού

Στην πραγματικότητα, λοιπόν, η πηγή του σεισμού δεν είναι ένα μόνο σημείο, αλλά μάλλον μια επιφάνεια. Όταν όμως εξετάζεται η επίδραση ενός σεισμού σε κάποιο σημείο το οποίο βρίσκεται σε απόσταση από την πηγή σημαντικά μεγαλύτερη από τις διαστάσεις της πηγής, τότε συνήθως η θεώρηση σημειακής πηγής δικαιολογείται.

Με κέντρο την εστία η ταλάντωση διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με την μορφή κυμάτων χώρου. Τα κύματα αυτά διακρίνονται στα επιμήκη P, που διαδίδονται με ταχύτητα 7-8 km/s περίπου και στα εγκάρσια S, που διαδίδονται με μικρότερη ταχύτητα 4-5 km/s. Τα πρώτα είναι κύματα πίεσεως - ελκυσμού, προκαλούν μεταβολή του όγκου και έχουν μικρή περίοδο και μικρό πλάτος ταλάντωσης· τα δεύτερα είναι διατμητικά με πολύ μεγαλύτερη περίοδο και πλάτος ταλάντωσης, προκαλούν μεταβολή του σχήματος και για το λόγο αυτό δεν διαδίδονται σε ρευστά μέσα. Στις περιοχές ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων τα παραπάνω κύματα ανακλώνται και διαθλώνται και φθάνοντας στην επιφάνεια της Γης δημιουργούν τα επιφανειακά κύματα (L- κύματα). Αυτά διαδίδονται με μικρότερη ταχύτητα από τα χωρικά, έχουν μεγάλο πλάτος ταλάντωσης και διακρίνονται σε κύματα Rayleigh (R- κύματα) και σε κύματα Love (Q- κύματα). Από την σύνθεση όλων των προηγούμενων κυμάτων προκύπτει η τελική κίνηση στο τυχόν σημείο της επιφάνειας. Η υπόψη κίνηση μπορεί να αναλυθεί σε τρεις ανεξάρτητες συνιστώσες, δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες είναι περίπου ισότιμες και σαφώς μεγαλύτερες από την κατακόρυφη, εκτός από την περιοχή του επικέντρου. Είναι, τέλος, αξιοσημείωτο ότι σε δεδομένη θέση δεν υπάρχει χαρακτηριστική διεύθυνση του σεισμού.

2.1.3.3.2 Προσομοίωση Σεισμικών Διεγέρσεων

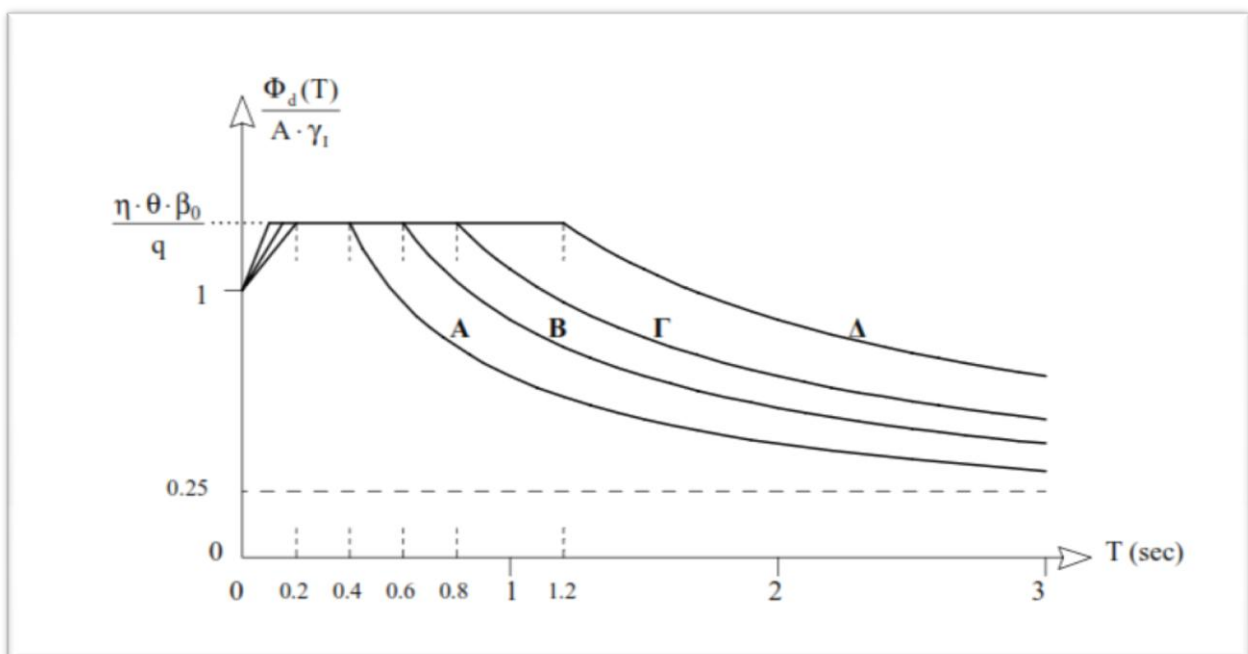
2.1.3.3.2.1 Προσομοίωση Σεισμικών Διεγέρσεων κατά ΕΑΚ2000

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Ο ορισμός των σεισμικών δράσεων ως ταλαντωτικών κινήσεων του εδάφους -και όχι ως σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής- είναι σύμφωνος με την πραγματική φύση του φαινομένου και επιτρέπει την εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, υιοθετείται δε από όλους σχεδόν τους σύγχρονους κανονισμούς. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού, οι

οποίες ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, καθορίζεται συμβατικά, καθώς είναι σαφές πως υπάρχουν και άλλες παράμετροι (μέγιστη ταχύτητα, διάρκεια δόνησης κ.α), με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζοντίων και καθέτων μεταξύ τους συνιστωσών της (με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\begin{aligned}\Phi_d(T) &= \gamma_1 A \left[1 + \frac{T}{T_1} [n\beta_0 - 1] \right] && \text{για } 0 \leq T < T_1 \\ \Phi_d(T) &= \gamma_1 A n\beta_0 && \text{για } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \Phi_d(T) &= \gamma_1 A n\beta_0 \left[\frac{T_2}{T} \right] && \text{για } T_2 < T\end{aligned}\quad (2.25)$$



Εικόνα 2.9: Φάσμα Σχεδιασμού EAK2000

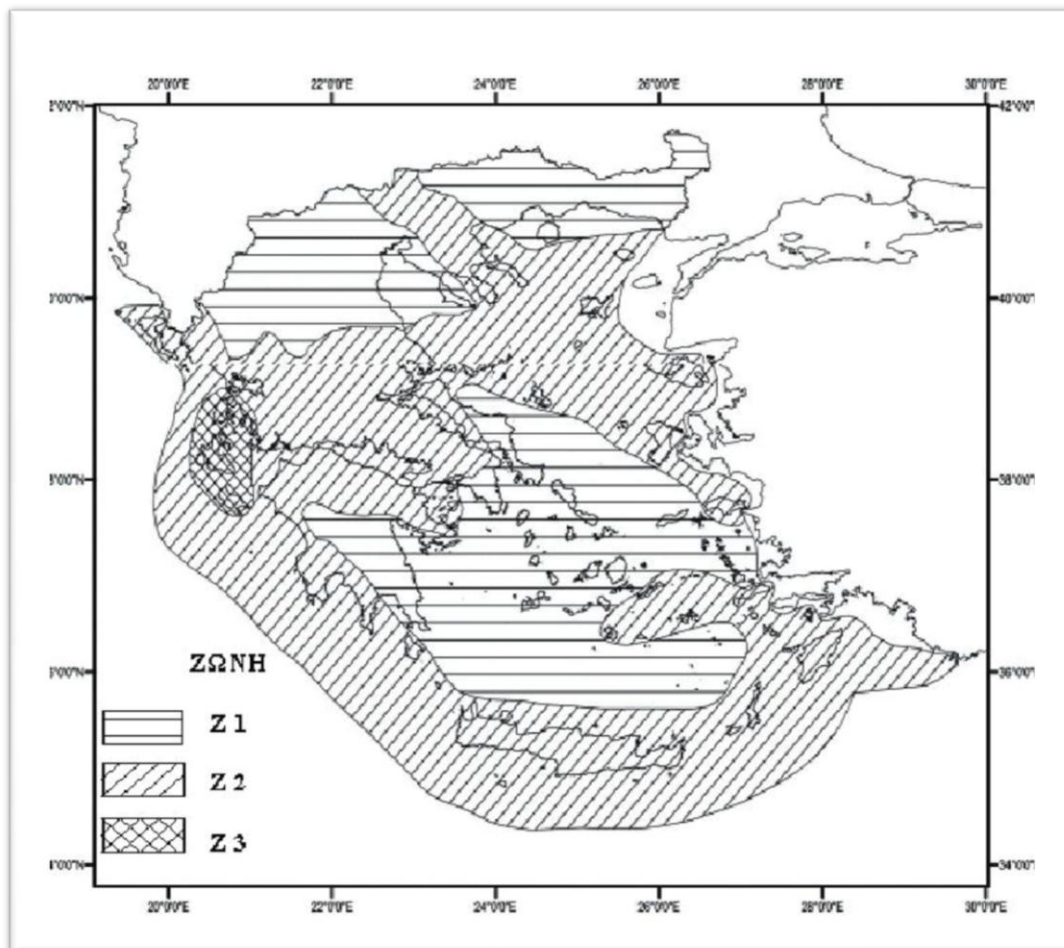
όπου:

- ο **A = ag η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους**

Η χώρα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II και III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος, ο οποίος δίνεται στην Εικόνα 2.8. Επίσης, στον Πίνακα 2.4 που ακολουθεί, δίνεται η αντιστοίχιση της κάθε Ζώνης Σεισμικής Επικινδυνότητας με μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
a	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 2.4: Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους $A = ag$



Εικόνα 2.10: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

ο **γ₁ ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου**

Τα κτήρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ₁ σύμφωνα με τον Πίνακα 2.5.

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ ₁
Σ1	Κτήρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, πχ αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0,85
Σ2	Συνήθη κτήρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτήρια, ξενοδοχεία κλπ.	1
Σ3	Εκπαιδευτικά κτήρια, κτήρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτήρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτήρια στα οποία στεγάζονται εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας	1,15
Σ5	Κτήρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά από αυτόν, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτήρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτήρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτήρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (πχ. μουσεία κλπ)	1,3

Πίνακας 2.5: Συντελεστές Σπουδαιότητας κατά ΕΑΚ2000

ο **q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής**

Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Στον Πίνακα 2.6 που ακολουθεί δίνονται οι μέγιστες τιμές του q ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,5
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν ως πρόβολοι	3
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	διαγώνιοι σύνδεσμοι	3
	σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,5
	σύνδεσμοι τύπου K όπου επιτρέπονται	1
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,5
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,5
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1
	β. Δοκοί- Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,5
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3

Πίνακας 2.6: Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς q

- η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από την σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad (2.26)$$

όπου οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης $\zeta(\%)$ για κάθε είδος κατασκευής φαίνονται στον Πίνακα 2.7 που ακολουθεί:

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

Πίνακας 2.7: Τιμές Ποσοστού Απόσβεσης ζ

◦ **θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης**

Ο συντελεστής της θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β, ο συντελεστής λαμβάνει την τιμή 1,0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ, επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που αναφέρονται στον Πίνακα 2.8, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος Κατηγορίας Β.

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτήριο διαθέτει ένα υπόγειο	0,90
1β.	Η θεμελίωση του κτηρίου είναι γενική κοιτόστρωση	
1γ.	Η θεμελίωση του κτηρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτήριο διαθέτει τουλάχιστον δύο υπόγεια	0,80
2β.	Το κτήριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτηρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	

Πίνακας 2.8: Συντελεστής Θεμελίωσης θ

◦ **T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περιόδου του φάσματος**

Δίνονται από τον Πίνακα 2.9 που ακολουθεί

Κατηγορία Εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0,10	0,15	0,20	0,20
T_2	0,40	0,60	0,80	1,20

Πίνακας 2.9: Τιμές των Χαρακτηριστικών Περιόδων T_1, T_2 (sec)

- $\beta_0=2,5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- **A,B,Γ,Δ** κατηγορία εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, Γ, Δ και X που περιγράφονται στον Πίνακα 2.10 που ακολουθεί. Δόμηση έργων σε εδάφη κατηγορίας X μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους, και αντιμετωπισθούν με ειδικό τρόπο τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί, πως σχηματισμός πάχους μικρότερος των 5 m μπορεί να θεωρηθεί ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους με εξαίρεση την κατηγορία X.

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

Πίνακας 2.10: Κατηγορίες Εδάφους κατά ΕΑΚ2000

2.1.3.3.2 Προσομοίωση Σεισμικών Διεγέρσεων κατά EC8

Στο κεφάλαιο 3 του Ευρωπαϊκού Κανονισμού 8, ορίζεται με σαφήνεια πως για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης θα πρέπει να εκτελούνται εδαφικές έρευνες ή/και γεωλογικές μελέτες, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του φορέα και τις ειδικές συνθήκες του έργου.

◦ Προσδιορισμός των κατηγοριών εδάφους

Βάσει του EC8, και προκειμένου την αποτίμηση της επιρροής των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση, τα εδάφη διαχωρίζονται σε επτά κατηγορίες A, B, C, D, E, S1 και S2, καθοριζόμενες από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται στον πίνακα 2.11 και που περιγράφονται παρακάτω. Σημειώνεται πως το τελευταίο θα μπορούσε επίσης να γίνει λαμβάνοντας υπ' όψιν την επιρροή της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων στη σεισμική δράση.

Η θέση του έργου πρέπει να κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $V_{s,30}$, εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη. διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} (κρούσεις ανά 30cm). Η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $V_{s,30}$ θα υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.27)$$

όπου

- h_i το πάχος του στρώματος (m)
- v_i η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με 10^{-5} ή μικρότερη) του στρώματος -ή σχηματισμού από n συνολικά στρώματα που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια
- N το πλήθος των στρωμάτων στα ανώτερα 30 μέτρα του εδάφους.

Τέλος σημειώνεται πως για περιοχές με εδαφικές συνθήκες που εμπίπτουν σε οποιαδήποτε από τις δύο ειδικές εδαφικές κατηγορίες S_1 ή S_2 , απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης. Για τις κατηγορίες αυτές, και ειδικότερα για την S_2 , θα λαμβάνεται υπ' όψιν η πιθανότητα αστοχίας του εδάφους υπό την σεισμική δράση.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ		
		$V_{s,30}$	N_{STP}	C_u
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	~	~
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, 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, χαλίκων 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 vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με vs > 800 m/s.	~	~	~
S₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	<100 (ενδεικτικό)	~	10 - 20
S₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S1	~	~	~

Πίνακας 2.11: Κατηγορίες Εδάφους κατά EC8

Στο πλαίσιο του EC 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Για την τρίτη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, μπορούν να υιοθετηθούν μια ή περισσότερες εναλλακτικές μορφές φασμάτων απόκρισης, ανάλογα με τις σεισμογενείς πηγές και τα σεισμικά μεγέθη. Όταν οι σεισμοί που έχουν επιρροή σε μια θέση προέρχονται από πηγές που έχουν σημαντικές διαφορές, πρέπει να εξετάζεται η δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν φάσματα με περισσότερες από μία μορφή με στόχο να καταστήσουν δυνατή επαρκώς αντιπροσωπευτική προσομοίωση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Σε τέτοιες περιπτώσεις, απαιτούνται διαφορετικές τιμές του a_g για κάθε τύπο φάσματος και σεισμού. Τέλος σημειώνεται πως για φορείς με μεγάλη σπουδαιότητα ($\gamma_I > 1,0$) πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης.

Η επιλογή των Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στις οποίες υποδιαιρείται η εκάστοτε χώρα, αφέθηκε από τον Ευρωπαϊκό Κανονισμό στην ευχέρεια του εκάστοτε κράτους. Στην περίπτωση της χώρας μας, μέσω του Εθνικού Προσαρτήματος υιοθετήθηκαν οι σχετικές προδιαγραφές του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού, όπως αυτές ορίστηκαν στον Πίνακα 2.4.

Σε κάθε σεισμική Ζώνη, ορίζεται μία τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος A είναι

$$a_{gR} = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2.28)$$

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	I	II	III	IV
γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 2.12: Συντελεστές Σπουδαιότητας κατά EC8

Οριζόντιο Ελαστικό Φάσμα

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (βλέπε Εικόνα 2.11):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.29)$$

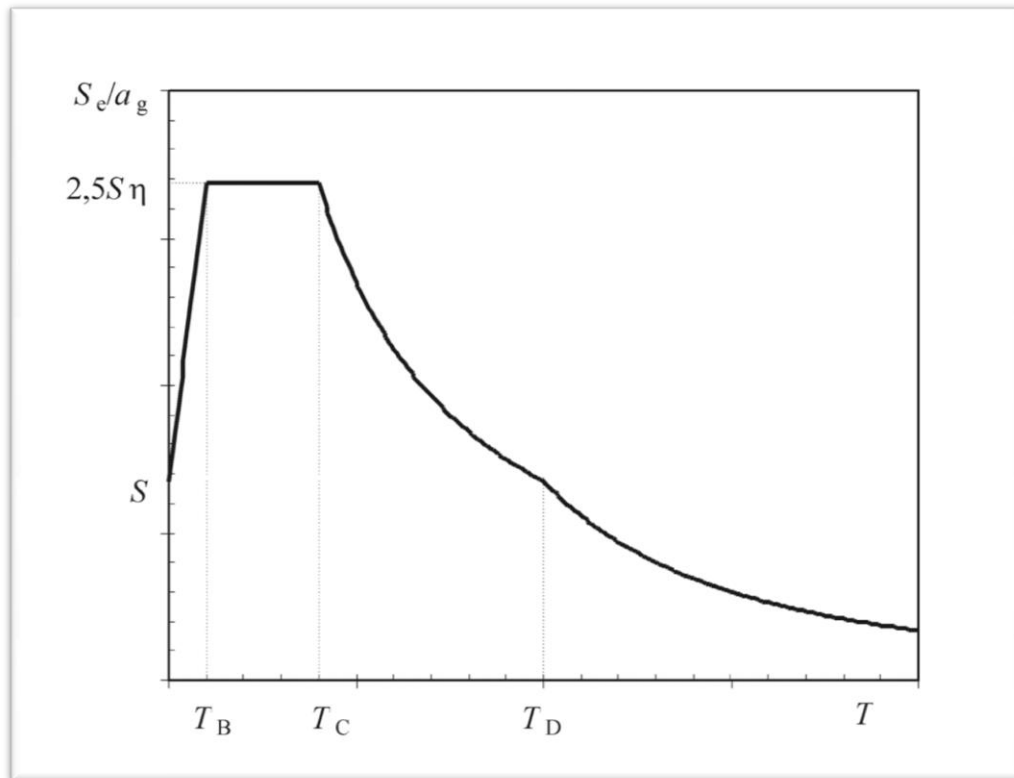
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.30)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.31)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.32)$$

όπου:

- $S_e(T)$ το ελαστικό φάσμα απόκρισης
- T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος
- a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
- T_B η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S ο συντελεστής εδάφους
- η ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση



Εικόνα 2.11: Μορφή του Ελαστικού Φάσματος Απόκρισης κατά EC8

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους και δίνονται στους πίνακες που ακολουθούν. Εάν δεν είναι διαθέσιμη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων, η συνιστώμενη επιλογή είναι η χρήση δύο τύπων φασμάτων: Τύπος 1 και Τύπος 2. Εάν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που καθορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανολογική αξιολόγηση της διακινδύνευσης έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας, M_s , όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος τύπου 2. Για τους πέντε εδαφικούς τύπους A, B, C, D και E οι συνιστώμενες τιμές των παραμέτρων S , T_B , T_C και T_D δίνονται στον Πίνακα 2.13 για τον Τύπο Φάσματος 1 και στον Πίνακα 2.14 για τον Τύπο Φάσματος 2. Η Εικόνα 2.12 και η Εικόνα 2.13 παρουσιάζουν τις μορφές του συνιστώμενου Τύπου Φάσματος 1 και του συνιστώμενου Τύπου Φάσματος 2, αντίστοιχα, ανηγμένες σε a_g , για απόσβεση 5%.

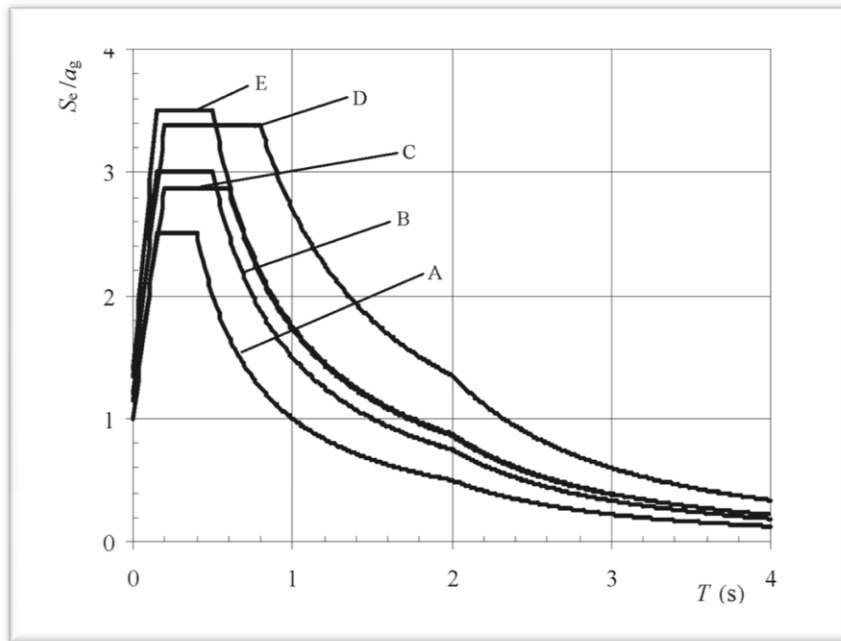
Διαφορετικά φάσματα μπορούν να καθοριστούν στο Εθνικό Προσάρτημα, εάν απαιτείται από την γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων.

ΕΛΑΦΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	S	T _B	T _C	T _D
A	1,0	0,2	0,4	2,0
B	1,2	0,2	0,5	2,0
C	1,2	0,2	0,6	2,0
D	1,4	0,2	0,8	2,0
E	1,4	0,2	0,5	2,0

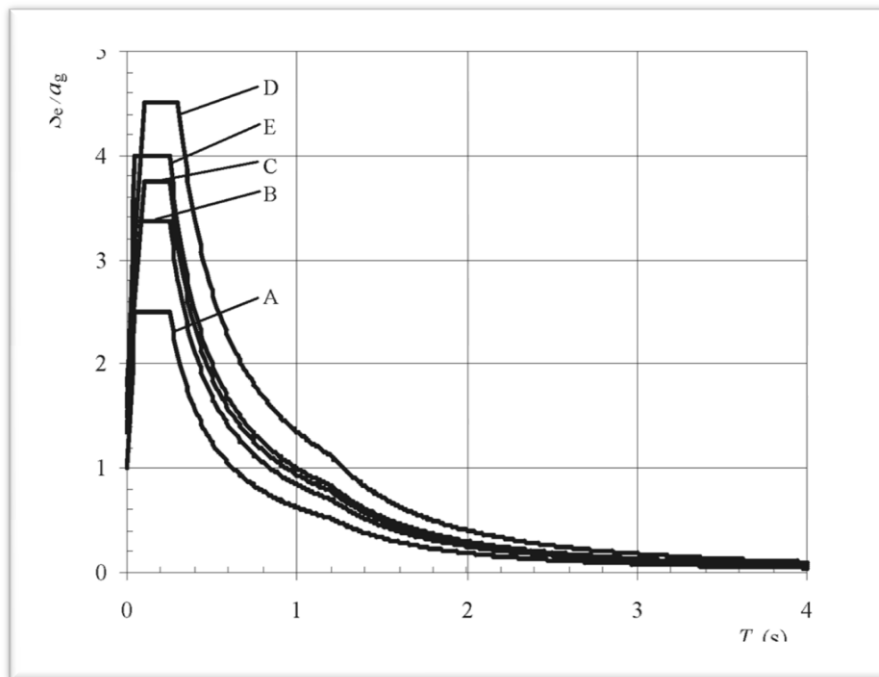
Πίνακας 2.13: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

ΕΛΑΦΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	S	T _B	T _C	T _D
A	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,80	0,10	0,30	1,20
E	1,60	0,05	0,25	1,20

Πίνακας 2.14: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2



Εικόνα 2.12: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)



Εικόνα 2.13: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)

Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης n μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$n = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2.33)$$

όπου ξ είναι ο λόγος της ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό επί τοις εκατό.

◦ Φάσμα Κατακόρυφης Ελαστικής Απόκρισης

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$, που ορίζεται από τις σχέσεις (2.34)-(2.37).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (2.34)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (2.35)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.36)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.37)$$

ΕΛΑΦΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	a_{vg} / a_g	T_B	T_C	T_D
ΤΥΠΟΥ 1	0,90	0,05	0,15	1,00
ΤΥΠΟΥ 2	0,45	0,05	0,15	1,00

Πίνακας 2.15: Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

2.1.3.3.3 Σεισμική Απόκριση Κατασκευών -η Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της

σεισμικής δόνησης του εδάφους. Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση με την βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού και του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς q .

Από όλες τις μεθόδους γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης που προβλέπουν οι διάφοροι κανονισμοί, αυτή που επιλέχθηκε για την παρούσα εργασία και η οποία θα αναλυθεί στην ενότητα που ακολουθεί, είναι η **Δυναμική Φασματική Ανάλυση (ΔΦΑ)**. Με την μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Θα πρέπει πάντως να μην λησμονείται ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ' ύψος μεταβολών της αντοχής των κατασκευών. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζοντίων (και καθέτων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_c(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ) ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

- ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες
- Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με την χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο)
- Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο)
- Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (επίσης με ακαθόριστο πρόσημο)

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπ' όψιν ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των Δρωσών Ιδιομορφικών Μάζων ΣM_i φθάσει το 90% της Συνολικής Ταλαντούμενης Μάζας M του συστήματος. Ως **Συνολική Ταλαντούμενη Μάζα M** , ορίζουμε τη μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής ~ εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτήρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου, ενώ σε κτήρια που θεμελιώνονται επί πασσάλων λαμβάνεται στην άνω επιφάνεια των τελευταίων. **Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα**, είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (πχ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το όριο του 90% δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0,03$ sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπ' όψιν προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$. Σε κάθε περίπτωση, οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0.20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπ' όψιν.

Οι ιδιομορφικές τιμές A_i B_i ,..... των διαφόρων μεγεθών έντασης ή μετακίνησης που προκύπτουν γραμμικά από την ιδιομορφή (i) διαθέτουν καθορισμένο πρόσημο, πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Αντίθετα, οι πιθανές ακραίες τιμές των υπόψη μεγεθών $e_x A$, $e_x B$, δεν έχουν καθορισμένο πρόσημο, δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα δεν είναι δυνατόν να ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας ή συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Τίθεται, επομένως, ως ζήτημα **η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων**. Εφ' όσον δύο ιδιομορφές i και j ($i < j$) με ιδιοπεριόδους T_i και T_j ($T_i > T_j$) είναι ασυσχέτιστες δηλαδή ισχύει

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta \quad (2.38)$$

όπου $\zeta(\%)$ το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών, μπορεί για την επαλληλία τους να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας,

γνωστός διεθνώς ως **SRSS-κανόνας (Square Root of the Sum of the Squares)** βάσει του οποίου

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i Ai^2} \quad (2.39)$$

Όταν η σχέση (2.36) δεν ικανοποιείται μεταξύ δύο διαδοχικών ιδιομορφών, επομένως είναι μεταξύ τους συσχετισμένες, για την επαλληλία τους είναι υποχρεωτική η χρήση του κανόνα πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας, γνωστού διεθνώς ως **CQC-κανόνας (Complete Quadratic Combination)** βάσει του οποίου

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\epsilon_{ij} Ai Aj)} \quad (2.40)$$

όπου ϵ_{ij} είναι ο συντελεστής συσχέτισης των δύο ιδιομορφών i και j ($\epsilon_{ii}=1$, $\epsilon_{ij} = \epsilon_{ji}$) για τον οποίο ισχύει

$$\epsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 (1+r) r^{3/2}}{10^4 (1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2} \quad (2.41)$$

Για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίνονται από την σχέση

$$exA = \pm \sqrt{(exA_x)^2 + (exA_y)^2 + (exA_z)^2} \quad (2.42)$$

όπου exA_x , exA_y , exA_z οι πιθανές ακραίες τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x , y και z αντίστοιχα.

Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών:

$$S = \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm\lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z \quad (2.43)$$

όπου $\lambda = \mu = 0,30$. Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα S_x , S_y , S_z παριστάνουν τα διανύσματα των ακραίων τιμών των εντατικών μεγεθών A , B ,... της εξεταζόμενης διατομής για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά τις διευθύνσεις x , y , z αντίστοιχα. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται $\mu=0$ στους δύο πρώτους. Επίσης, επιτρέπεται και η συντηρητική διαστασιολόγηση με βάση τις ακραίες τιμές όλων των εντατικών μεγεθών της διατομής, λαμβάνοντας υπ'όψιν όλους τους πιθανούς συνδυασμούς των προσήμων τους.

Κλείνοντας την ενότητα αυτή και επιχειρώντας μία ερμηνεία της μελετώμενης μεθόδου, μπορούμε να πούμε ότι η ΔΦΑ είναι μία μέθοδος δυναμικής ανάλυσης μίας κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική διέγερση που καταλήγει όμως σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Για κάθε θεωρούμενη ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής υποκείμενης σε σεισμικές δυνάμεις, παρέχει την ιδιομορφική στατική της απόκριση, η οποία πολλαπλασιάζεται με τη φασματική τεταγμένη A για να προκύψει η μέγιστη ιδιομορφική απόκριση. Επομένως η μέθοδος της ΔΦΑ αποφεύγει τη δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που είναι απαραίτητη για την ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο, η ΔΦΑ είναι μία μέθοδος δυναμικής ανάλυσης, επειδή χρησιμοποιεί τις ιδιότητες ταλάντωσης -ιδιοσυχνότητες, ιδιομορφές και λόγους ιδιομορφικής απόσβεσης- της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης μέσω του φάσματος απόκρισης (ή σχεδιασμού). Απλά ο χρήστης δεν χρειάζεται να εκτελέσει κανέναν υπολογισμό χρονοϊστορίας απόκρισης, αφού κάποιος ήδη το έχει κάνει με τον υπολογισμό του φάσματος σεισμικής απόκρισης ή η σεισμική διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα σχεδιασμού.

2.1.3.3.4 Σεισμική Απόκριση Κατασκευών- Μη Γραμμική Ανάλυση με Χρονοϊστορίες Φόρτισης

Η πλέον εμπεριστατωμένη και ακριβής μέθοδος που υπάρχει αυτή τη στιγμή διεθνώς στη σεισμική μηχανική είναι η **Μη Γραμμική Ανάλυση με Χρονοϊστορίες Φόρτισης**, διεθνώς γνωστή ως **Non-Linear Time History Analysis** αλλά και ως **Non-linear Response History Analysis**, μέσω της οποίας εξετάζεται η απόκριση του φορέα υπό συγκεκριμένα σεισμικά σενάρια. Αξίζει να σημειωθεί πως αν και πρόκειται για μία σχετικά συνήθη διαδικασία για τον ακαδημαϊκό χώρο, η εφαρμογή της από τον μέσο επαγγελματία μηχανικό είναι δυσχερής και πρακτικά αποφεύγεται. Κατά τη μέθοδο αυτή, ολοκληρώνονται εν χρόνω οι εξισώσεις κίνησης της κατασκευής και υπολογίζεται σε κάθε βήμα επίλυσης η πραγματική παραμορφωσιακή και εντατική κατάσταση του φορέα.

2.1.3.3.4.1 Μη Γραμμική Ανάλυση με εν Χρόνω Ολοκλήρωση Επιταχυνσιογραφημάτων

Η Ανάλυση με Χρονοϊστορίες Φόρτισης, είναι μία βήμα προς βήμα ανάλυση της δυναμικής απόκρισης μίας κατασκευής υπό μία αυθαίρετη φόρτιση η οποία είναι χρονικά μεταβλητή. Η ανάλυση αυτή μπορεί να είτε Γραμμική είτε Μη-Γραμμική. Η δυναμική εξίσωση ισορροπίας που διέπει την κατασκευή έχει ως εξής:

$$K \cdot u(t) + C \cdot \dot{u}(t) + M \cdot \ddot{u}(t) = r(t) \quad (2.44)$$

όπου:

- K το μητρώο δυσκαμψίας
- C το μητρώο απόσβεσης
- M το διαγώνιο μητρώο μάζας
- u, \dot{u} , \ddot{u} η μετακίνηση, η ταχύτητα και η επιτάχυνση της κατασκευής
- r το επιβαλλόμενο φορτίο

Εάν το φορτίο περιλαμβάνει εδαφική επιτάχυνση, οι μετακινήσεις, οι ταχύτητες και οι επιταχύνσεις είναι ανάλογες με την εδαφική κίνηση. Το φορτίο $r(t)$ είναι μία αυθαίρετη χωροχρονική συνάρτηση. Μπορεί να εκφραστεί ως ένα ορισμένο ολοκλήρωμα από χωρικά διανύσματα φόρτισης p_i , πολλαπλασιασμένα με χρονικές συναρτήσεις $f_i(t)$:

$$r(t) = \sum_i f_i(t) \cdot p_i \quad (2.45)$$

2.1.3.3.4.2 Επιταχυνσιογραφήματα

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό οι χρονοϊστορίες αποτελούνται από **επιταχυνσιογραφήματα (accelerograms)**, η επιλογή και η κλιμάκωση των οποίων γίνεται βάσει συγκεκριμένων κριτηρίων που θα αναλύσουμε εκτενώς παρακάτω. Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά, μπορεί να είναι είτε τεχνητά είτε πραγματικά και περιγράφουν την επιτάχυνση του εδάφους, ενώ προφανώς θα πρέπει να είναι συμβατά με τη σεισμικότητα της περιοχής δόμησης.

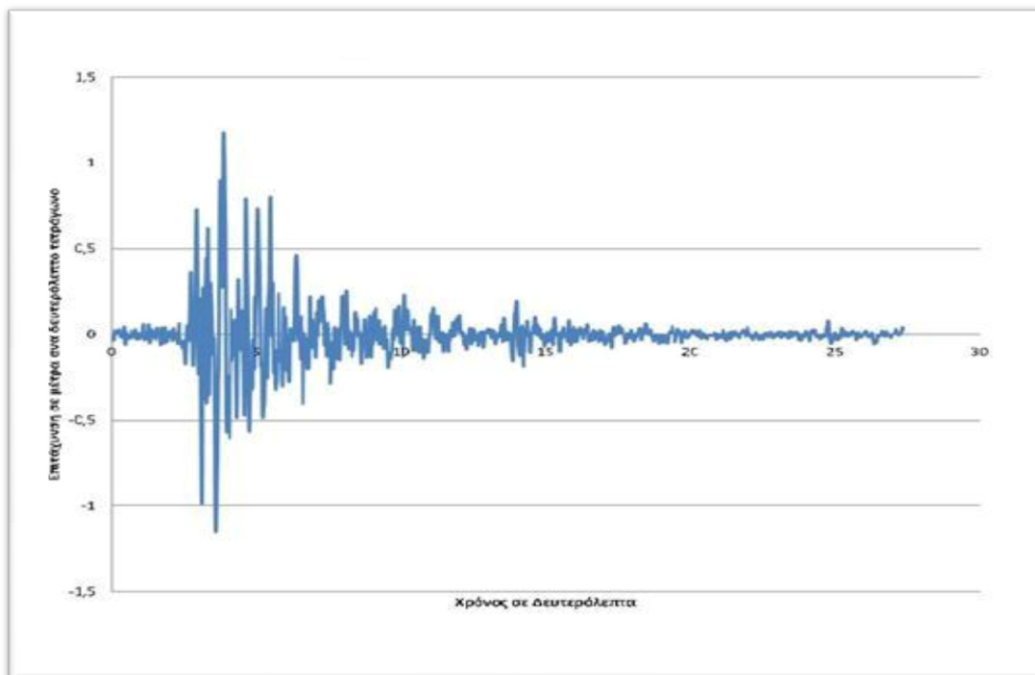
2.1.3.3.4.2.1 Γενική Περιγραφή Επιταχυνσιογραφημάτων

Όπως προαναφέρθηκε τα επιταχυνσιογραφήματα, που δεν είναι κάτι άλλο από την γραφική απεικόνιση των αποτελεσμάτων των επιταχυνσιογράφων την τεχνολογία των οποίων θα δούμε παρακάτω, μπορεί να είναι είτε πραγματικά (recorded) είτε τεχνητά (artificial).

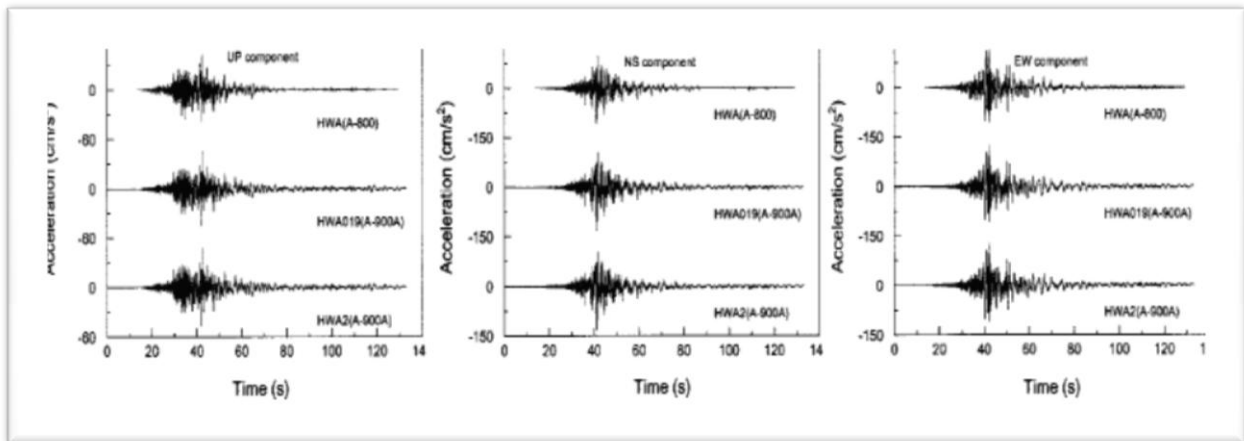
- ✓ **Πραγματικά Επιταχυνσιογραφήματα** ορίζονται αυτά που προκύπτουν μέσω φυσικών προσομοιώσεων και "ταξιδεύουν" μέσω φυσικών μηχανισμών, υπό την προϋπόθεση αφενός τα δείγματα που χρησιμοποιούνται να είναι συμβατά τόσο με τις σεισμογεννητικές όσο και με τις εδαφολογικές συνθήκες της περιοχής δόμησης αφετέρου οι τιμές τους να έχουν υποστεί κλιμακώσεις για προσαρμογή στην τιμή $a_g \cdot S$ της υπό εξέταση περιοχής.

- ✓ **Τεχνητά Επιταχυνσιογραφήματα** ορίζονται αυτά που παράγονται ώστε να είναι συμβατά με το φάσμα απόκρισης για ιξώδη απόσβεση $\xi=5\%$ και τα εδαφολογικά - σειсмоγεννητικά δεδομένα της περιοχής. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επιλογή της διάρκειας του σεισμικού γεγονότος, ενώ ειδικά στην περίπτωση που δεν έχουμε στην διάθεσή μας δεδομένα η ελάχιστη διάρκεια T_s του στάσιμου τμήματος του επιταχυνσιογραφήματος δεν πρέπει να είναι μικρότερη των 10sec.

Σε ένα επιταχυνσιογράφημα, όπως φαίνεται και στις Εικόνες 2.14 και 2.15 που ακολουθούν, διακρίνουμε, γενικά, τρεις περιοχές. Η πρώτη περιοχή, με τις πολύ μικρές τεταγμένες, αντιστοιχεί στα ταχύτερα διαδιδόμενα επιμήκη P- κύματα, ενώ η δεύτερη αρχίζει με την άφιξη των εγκαρσίων S- κυμάτων που προκαλεί απότομη αύξηση των τεταγμένων · από τη διαφορά των χρόνων αφίξεως των παραπάνω κυμάτων υπολογίζεται η απόσταση της εστίας από το σημείο καταγραφής. Η τρίτη περιοχή αρχίζει με την άφιξη και των επιφανειακών L- κυμάτων, εμφανίζει επίσης μεγάλες τεταγμένες και ο διαχωρισμός της από την προηγούμενη περιοχή δεν είναι σαφής.



Εικόνα 2.14: Τυπική Μορφή Επιταχυνσιογραφήματος



Εικόνα 2.15: Απεικόνιση Επιταχυνσιογραφημάτων και στις τρεις διευθύνσεις (αριστερά: κατακόρυφη, μέση : βορράς – νότος και δεξιά: ανατολή – δύση)

Διεθνής βάση δεδομένων από την οποία είναι ελεύθερη η άντληση επιταχυνσιογραφημάτων είναι το **Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)**- το ερευνητικό - εκπαιδευτικό ινστιτούτο του Πανεπιστημίου Berkeley, California. Ωστόσο, και για τον ιδιαίτερος σεισμογενή Ελλαδικό χώρο, ήδη από το 2003 εκπονήθηκε το πρόγραμμα «Head, v1.0, Ανάπτυξη Ενιαίας Βάσης Δεδομένων Ισχυρής Εδαφικής Κίνησης Σεισμών του Ελληνικού χώρου» στα πλαίσια του οποίου επετεύχθη η συλλογή όλων των καταγραφών ισχυρών εδαφικών κινήσεων- που πληρούσαν συγκεκριμένα κριτήρια- των φορέων που λειτουργούν μόνιμα δίκτυα επιταχυνσιογράφων «ελεύθερου πεδίου» στον Ελλαδικό χώρο, η καθιέρωση ενιαίου τρόπου επεξεργασίας των δεδομένων, ο επαναπροσδιορισμός των εστιακών βαθών όλων των σεισμών που κατεγράφησαν και φυσικά η σχεδίαση μίας φιλικής προς τον χρήστη βάσης δεδομένων.

2.1.3.3.4.2.2 Κριτήρια Επιλογής Καταγραφών

Για την εφαρμογή των μη γραμμικών αναλύσεων, σύμφωνα με τους εφαρμοζόμενους κανονισμούς και ειδικότερα τον Ευρωκώδικα 8 (EC8) στην υποπαράγραφο §3.2.3.1.2(4), ορίζονται τα ακόλουθα κριτήρια επιλογής καταγραφών:

- ✓ **Τρία**, τουλάχιστον, ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστοριών από διαφορετικές εδαφικές κινήσεις (σεισμούς) με την αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα οφείλουν να χρησιμοποιηθούν.
- ✓ Η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_g \cdot S$ για την θέση που εξετάζεται.
- ✓ Στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0,2T_1$ και $2T_1$ -όπου T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα στη διεύθυνση εφαρμογής του- καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος ($\xi=5\%$) που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης (με $\xi=5\%$).

Ωστόσο, εμπειρικά, προκειμένου την βελτιστοποίηση των αποτελεσμάτων, συνηθίζεται να επιδιώκονται κατά την επιλογή των καταγραφών και τα εξής:

- ✓ η αντιστοιχία των τελευταίων με σεισμικά γεγονότα διαφορετικών περιοχών, ώστε να αποφεύγεται η συσχέτισή τους με συγκεκριμένες σεισμικές πηγές,
- ✓ η επιλογή σεισμικών γεγονότων μεσαίου και μεγάλου μεγέθους,
- ✓ η επιλογή καταγραφών προερχόμενων από διαφορετικές εδαφικές συνθήκες και αποστάσεις από την πηγή,
- ✓ η επιλογή σεισμών με διαφορετική σημαντική χρονική διάρκεια.

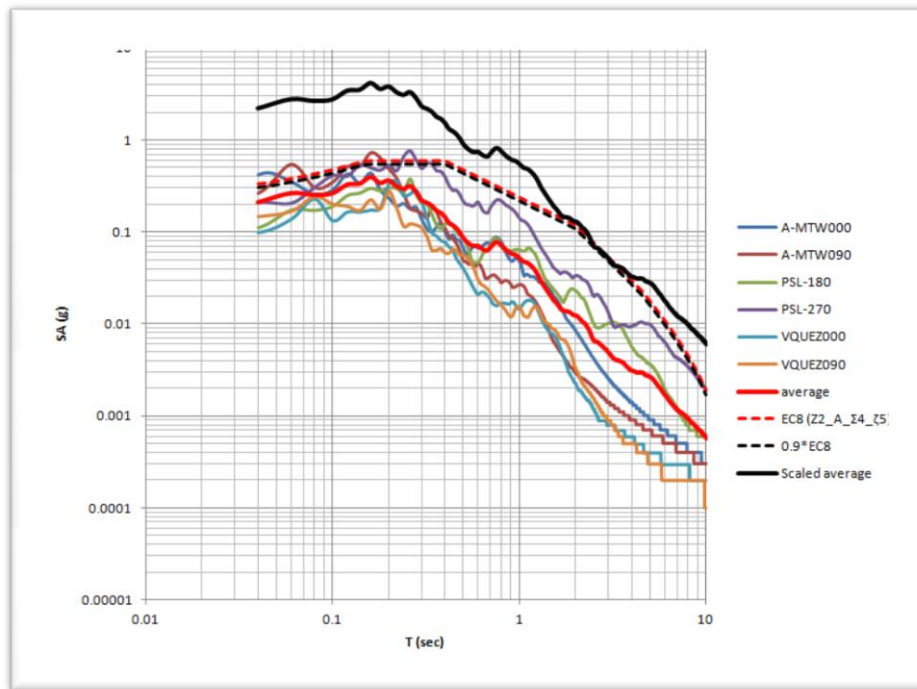
Αξίζει να σημειωθεί πως σε ελέγχους ευστάθειας που περιλαμβάνουν υπολογισμούς μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων, η διέγερση πρέπει κατά προτίμηση να αποτελείται από επιταχυνσιογραφήματα που έχουν καταγραφεί στις εδαφικές περιοχές υπό πραγματικούς σεισμούς. Τέλος, για φορείς με ειδικά χαρακτηριστικά, στους οποίους δεν μπορεί με βεβαιότητα να υποθεθεί ότι όλα τα σημεία στήριξης δέχονται την ίδια διέγερση, θα χρησιμοποιούνται χωρικά προσομοιώματα της σεισμικής, συμβατά πάντα με τα φάσματα ελαστικής απόκρισης (EN 1998-2, EN1998-4 ΚΑΙ EN1998-6).

2.1.3.3.4.2.3 Συντελεστής Μεγέθυνσης Επιταχυνσιογραφήματων

Όπως είδαμε παραπάνω κατά την ανάλυση των κριτηρίων επιλογής των καταγραφών, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος δεν πρέπει να υπολείπεται του 90% των αντιστοίχων τιμών του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Ως μέσο φάσμα ορίζουμε τον μέσο όρο όλων των επιμέρους φασμάτων κάθε εδαφικής κίνησης (οριζόμενο ως η τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των φασμάτων της κάθε συνιστώσας διαιρεμένο με τον συντελεστή 1,30).

Για τον λόγο αυτό, **τα επιταχυνσιογραφήματα όλων των σεισμικών γεγονότων τροποποιούνται πολλαπλασιαζόμενα με κατάλληλο συντελεστή, γνωστός ως συντελεστής μεγέθυνσης επιταχυνσιογραφήματος SF ή πολλαπλασιαστικό συντελεστή κλιμάκωσης επιταχυνσιογραφήματος.**

Η διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή αυτού όπως περιγράφηκε παραπάνω, απεικονίζεται παραστατικά στο παρακάτω διάγραμμα (Εικόνα 2.16) όπου απεικονίζεται η εύρεση του μέσου φάσματος απόκρισης από έξι επιταχυνσιογραφήματα -στην ουσία τρία ζεύγη συνιστωσών-, η σύγκρισή του με το 90% του ελαστικού φάσματος απόκρισης όπως δίνεται από τον Ευρωκώδικα 8 και τέλος η κλιμάκωσή του ώστε να ικανοποιηθεί το εν λόγω κριτήριο.

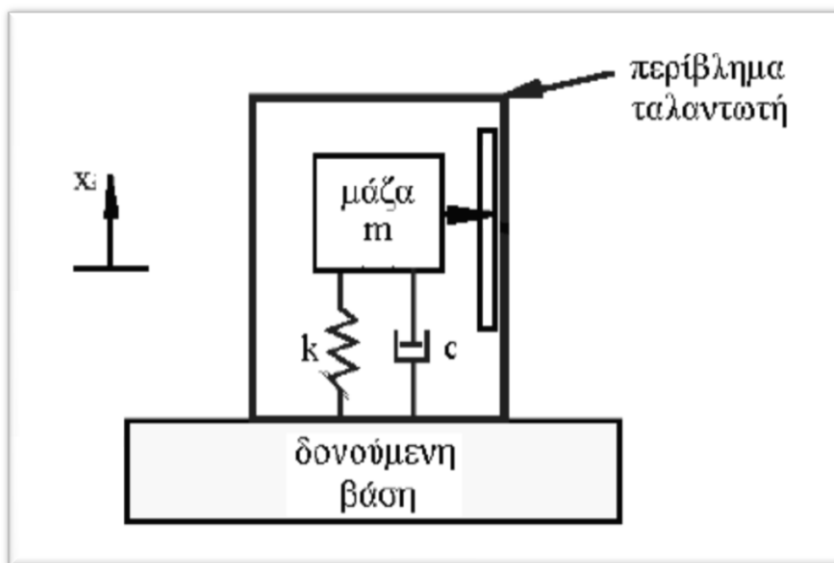


Εικόνα 2.16: Εύρεση του μέσου ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων με βάση τις οριζόντιες συνιστώσες τριών τυχαίων καταγραφών και σύγκρισή του με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8

2.1.3.3.4.2.4 Η τεχνολογία των Επιταχυνσιογράφων

Όπως είδαμε αναλυτικά παραπάνω, ιδιαίτερο χαρακτηριστικό γνώρισμα στην ανάλυση της απόκρισης των κατασκευών σε έντονες εδαφικές μετακινήσεις, αποτελεί η ακριβής καταγραφή των επιταχύνσεων των μεταβολών αυτών. Η καταγραφή της χρονικής μεταβολής της επιτάχυνσης μιας διέγερσης, χαρακτηρίζεται ως ο πιο σημαντικός παράγοντας στην δυναμική ανάλυση των φερόντων στοιχείων κάθε κατασκευής. Η συσκευή που χρησιμοποιείται εδώ και πολλές δεκαετίες για την καταγραφή τέτοιου είδους μετρήσεων καλείται επιταχυνσιογράφος και αποτελείται από ένα σύστημα μάζας - ελατηρίου - αποσβεστήρα, η λειτουργία του οποίου συνάδει με αυτή του μονοβάθμιου ταλαντωτή (Εικόνα 2.17). Το σύστημα αυτό, στις περισσότερες περιπτώσεις, είναι ένα σύστημα μεταγωγέα το οποίο είναι τοποθετημένο μέσα σε ένα άκαμπτο περίβλημα. Εγκαθίσταται πάνω σε οποιαδήποτε

επιφάνεια με σκοπό τη μέτρηση της κίνησής της και την εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την μεταβολή της επιτάχυνσης ως προς το χρόνο. Για να αποφευχθεί η συνεχής λειτουργία των επιταχυνσιογράφων, η έναρξη συλλογής δεδομένων συνδέεται άμεσα με την άφιξη των πρώτων ισχυρών κυμάτων μιας διέγερσης ενώ παράλληλα το τέλος των καταγραφών σηματοδοτείται από τις τελευταίες ασθενείς δονήσεις.

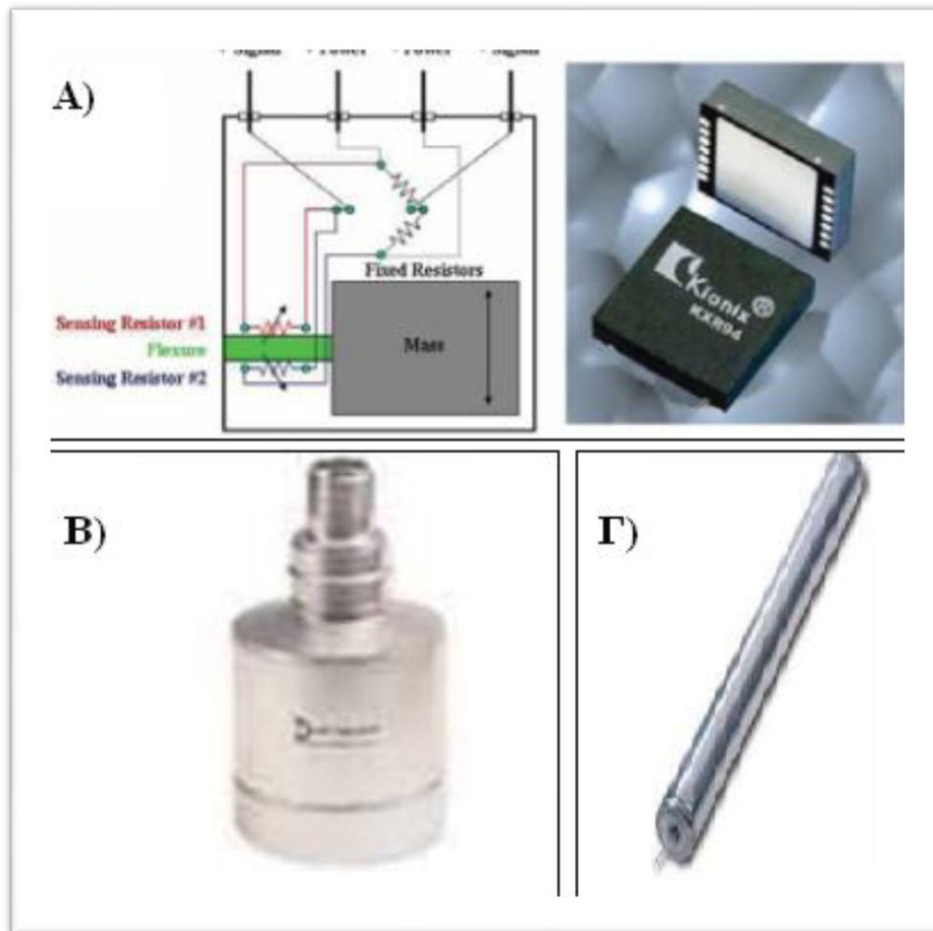


Εικόνα 2.17: Απεικόνιση Μονοβάθμιου Ταλαντωτή που προσομοιώνει τη Λειτουργία ενός τυπικού Επιταχυνσιογράφου

Παλαιότερα οι καταγραφές από ισχυρούς σεισμούς ήταν σπάνιες, αφού μέχρι και σήμερα η αδυναμία του ανθρώπινου νου να προβλέψει το χρόνο αλλά και τον τόπο ενός τέτοιου συμβάντος έχει οδηγήσει αρκετές φορές την επιστημονική κοινότητα σε εγκατάσταση δικτύου επιταχυνσιογράφων σε περιοχές όπου έχουν συμβεί μέτριας έντασης εδαφικές κινήσεις. Ωστόσο, οι τιμές των επιταχύνσεων που υπολογίζονται από επιταχυνσιογράφους οι οποίοι έχουν τοποθετηθεί σε σχετικά κοντινή απόσταση μεταξύ τους μπορούν να διαφέρουν σημαντικά εξαιτίας πολλών παραγόντων (κυρίως εδαφικών συνθηκών) με αποτέλεσμα να χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στη διαχείριση των καταγραφών.

Τα πιο αντιπροσωπευτικά είδη επιταχυνσιογράφων παρουσιάζονται παρακάτω:

- ✓ Πιεζοωμικός επιταχυνσιογράφος (piezoresistive accelerometer) : Αποτελείται από ένα ηλεκτρικό κύκλωμα στο οποίο η μάζα ελέγχει τη ροή του ηλεκτρικού ρεύματος λειτουργώντας ως διακόπτης. Οποιαδήποτε μορφή ταλάντωσης διεγείρει τη μάζα και το κύκλωμα ανοιγοκλείνει. Η τάση που παράγεται είναι ανάλογη της επιτάχυνσης (Εικόνα 2.18α)
- ✓ Πιεζοηλεκτρικός επιταχυνσιογράφος (piezoelectric accelerometer) : Βασίζεται στην ιδιότητα κάποιων υλικών (κυρίως κρυσταλλικών και κεραμικών) να μπορούν να παράγουν ηλεκτρική τάση σε περίπτωση που υποβληθούν σε καταστάσεις πίεσης ή ταλάντωσης. Η τάση του ηλεκτρικού ρεύματος που παράγεται από την διέγερση του υλικού αυτού είναι ανάλογη της επιτάχυνσης της διέγερσης (Εικόνα 2.18β)
- ✓ Επιταχυνσιόμετρα με οπτικές ίνες : Πρόκειται για επιταχυνσιόμετρο όπου το φως που συγκεντρώνεται στους δέκτες είναι ανάλογο με την επιτάχυνση που εφαρμόζεται. Σημαντικό χαρακτηριστικό τους είναι η ελαχιστοποίηση της πιθανότητας ηλεκτρομαγνητικών και ραδιοφωνικών παρεμβολών επειδή πραγματοποιείται μόνο η μεταφορά του φωτός αποκλειστικά διαμέσου της καλωδίωσης (Εικόνα 2.18γ)
- ✓ Επιμηκυνσιομετρικός επιταχυνσιογράφος : Αποτελεί την πιο απλή μορφή επιταχυνσιογράφου καθώς είναι ένα σύστημα μάζας – ελατηρίου – αποσβεστήρα (Εικόνα 2.18δ).



Εικόνα 2.18: Αντιπροσωπευτικοί Τύποι Επιταχυνσιογράφων

2.1.3.4 Φορτία Κόπωσης

Πέρα από τις μέγιστες πιθανές καταστάσεις καταπόνησης, στη διάρκεια λειτουργίας της, μία ανεμογεννήτρια υπόκειται συστηματικά σε κόπωση ως αποτέλεσμα της μεταβλητότητας των ανεμολογικών δεδομένων (και κυρίως της τύρβης). Ως κοπωτικές καταστάσεις λειτουργίας χαρακτηρίζονται η παραγωγή ενέργειας σε όλο το φάσμα των ταχυτήτων ανέμου (συνήθως μεταξύ 4 και 25 m/s), καθώς και οι περιπτώσεις κανονικής εκκίνησης και πέδησης. Η βασική πληροφορία που απαιτείται για τον προσδιορισμό της κόπωσης, δηλαδή της διάρκειας ζωής της μηχανής ή καθενός επιμέρους στοιχείου της, είναι το φάσμα φόρτισης.

Επιπλέον, οι ανεμογεννήτριες σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε το υλικό τους να βρίσκεται πάντα κάτω από το όριο διαρροής του. Διαφορετικά καταλαβαίνουμε

ότι η εισαγωγή στην ανελαστική περιοχή σε συνδυασμό με το εναλλασσόμενο πρόσημο της τιμής των εντατικών μεγεθών θα δημιουργούσε συσσωρευμένη ζημιά στα υλικά της κατασκευής και θα έκανε αδύνατη την ασφαλή λειτουργία της ανεμογεννήτριας καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της. Σημειώνεται πως εν γένει, ο αριθμός των κύκλων φόρτισης λαμβάνεται από τα παραρτήματα B, C, E του Ευρωκώδικα 1-Μέρος 1.4.

2.2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΠΥΛΩΝΑ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ Α/Γ

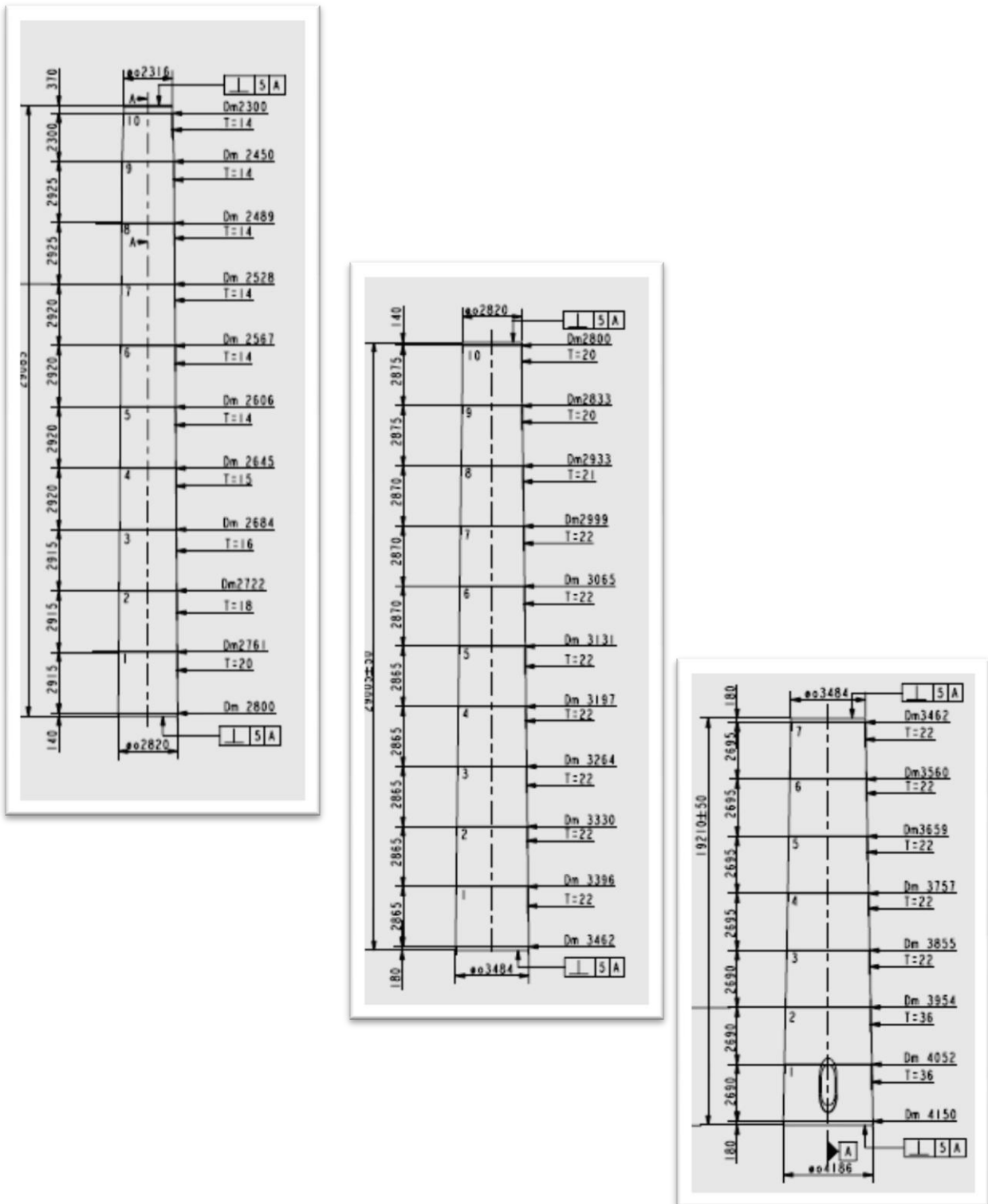
Η αιολική μηχανή που, σε συνεργασία με τον επιβλέποντα καθηγητή, αποφασίσαμε να μελετήσουμε, ανήκει στην οικογένεια της εταιρείας Vestas Wind Systems, η οποία και μας τροφοδότησε με όλα τα απαραίτητα τεχνικά σχέδια και έγγραφα, και η πλήρης εμπορική της ονομασία είναι **V90-2,0 MW, IEC III_A**. Αναφέρουμε επιγραμματικά τα βασικά χαρακτηριστικά του επιλεγθέντος μοντέλου:

- ✓ **Ονομαστική ηλεκτρολογική ισχύς ίση με 2,0 MW**, όπως άλλωστε αναφέρεται και στην εμπορική της ονομασία
- ✓ **Ταχύτητα Εκκίνησης (V_{cut-in})** όπως αυτή ορίσθηκε στην παράγραφο §1.2.3 **ίση με 3,5 m/s.**
- ✓ **Ονομαστική ταχύτητα ανέμου (V_{rated})** και πάλι όπως ορίσθηκε στην παράγραφο §1.2.3 **ίση με 13,5 m/s.**
- ✓ **Ταχύτητα τερματισμού ($V_{cut-off}$)** βάσει και πάλι της παραγράφου §1.2.3 **ίση με 25 m/s.**
- ✓ **Κατάταξη της συγκεκριμένης μηχανής βάσει του Ευρωπαϊκού Προτύπου IEC61400-1** και βάσει όσων αναφέρονται στον Πίνακα A.1: Βασικές Παράμετροι Κατηγοριοποίησης Α/Γ της παρούσας εργασίας, **III_A**, όπως αναφέρεται και στην εμπορική της ονομασία
- ✓ **Εύρος κανονικών θερμοκρασιακών συνθηκών ίσο με (-20,+40) °C**
- ✓ **Εύρος ακραίων θερμοκρασιακών συνθηκών ίσο με (-30,+40) °C**

- ✓ **Διάμετρος πτερυγίων (blades) ίση με 90 m** όπως αναφέρεται και στην εμπορική της ονομασία.
- ✓ **Περιοχή σάρωσης από τα πτερύγια (swept area) ίση με 6,362 m²**
- ✓ **Ονομαστικό πλήθος περιστροφών (nominal revolutions) ίσο με 14,9 rpm**



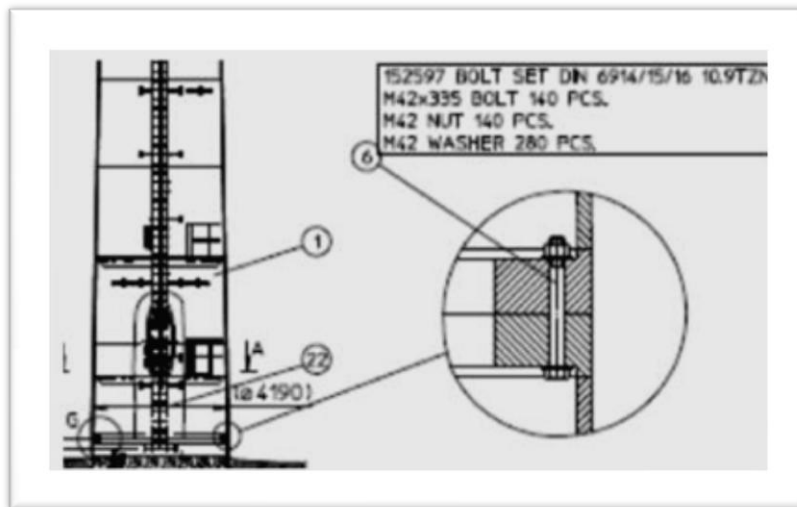
Ως μία πρώτη γνωριμία με την γενική γεωμετρία της Α/Γ που μελετάμε, παραθέτουμε μία λεπτομερειακή κατακόρυφη τομή του πυλώνα, στην οποία φαίνονται τα υψόμετρα αλλά και οι διάμετροι σε χαρακτηριστικά σημεία της μηχανής:



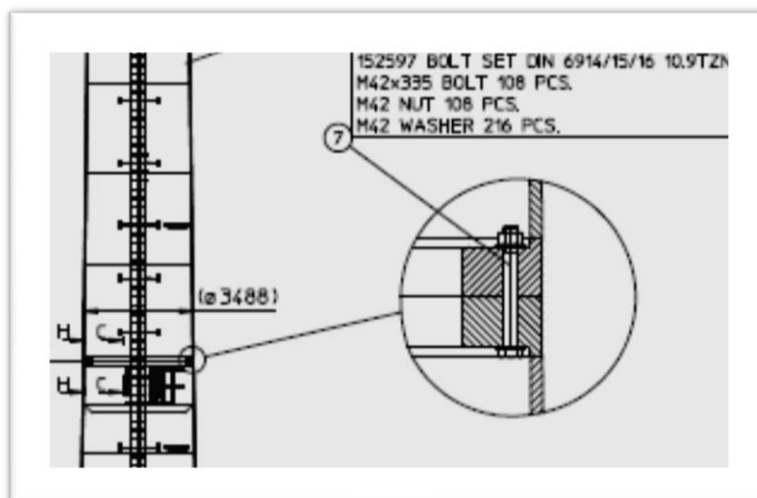
Εικόνα 2.19: Γενική τομή της μελετώμενης Α/Γ V90-2,0 MW, IEC IIIA

Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 2.19, και όπως αναλύθηκε και στην ενότητα του σωληνοειδούς χαλύβδινου πύργου §2.1, ο πύλωνας της Α/Γ υποδιαιρείται σε τρεις τομείς (sections), οι οποίοι κατά την φάση της ανέγερσης της κατασκευής θα πρέπει

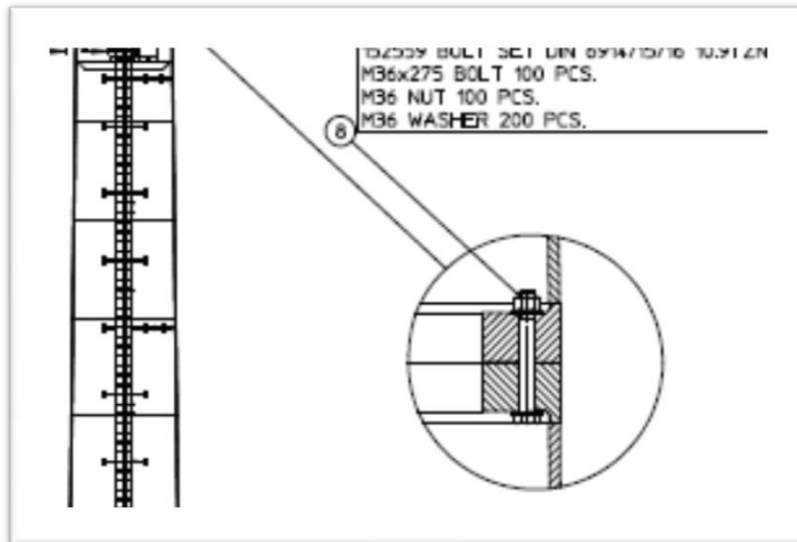
να ενωθούν μεταξύ τους, πάντοτε με τρόπο που να διασφαλίζει την αξιοπιστία της αιολικής μηχανής. Στην Εικόνα 2.20, παρουσιάζονται οι λεπτομέρειες ένωσης των τομέων ανά δύο μεταξύ τους (Εικόνες 2.20β και 2.20γ) όπως και του κατώτατου (Εικόνα 2.20α) και ανώτατου (Εικόνα 2.20δ) σημείου του πυλώνα όπου επιτυγχάνεται η σύνδεση με το θεμέλιο και την άτρακτο (nacelle) αντίστοιχα. Στις λεπτομέρειες φαίνονται επίσης και όλες οι πληροφορίες για το πλήθος και το είδος των ήλων μέσω των οποίων υλοποιούνται οι συνδέσεις.



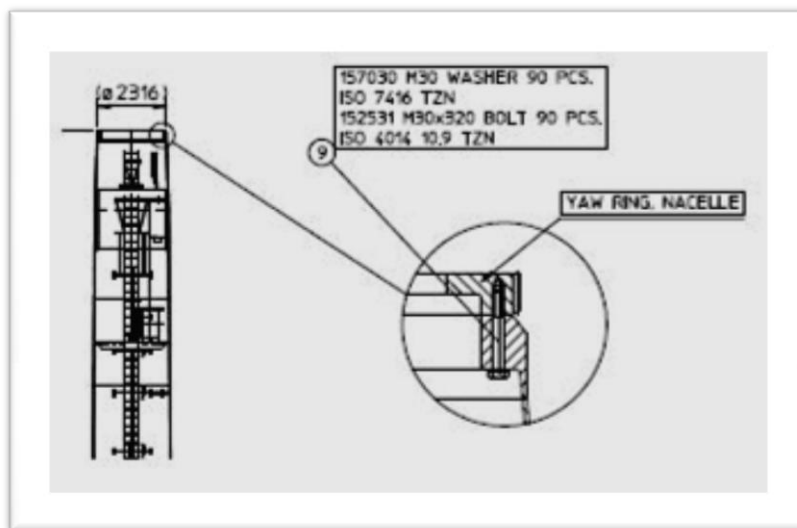
Εικόνα 2.20α: Λεπτομέρεια της Βάσης του Πυλώνα



Εικόνα 2.20β: Λεπτομέρεια Σύνδεσης Τομέων 1 & 2



Εικόνα 2.20γ: Λεπτομέρεια Σύνδεσης Τομέων 2 & 3



Εικόνα 2.20δ: Λεπτομέρεια της Κορυφής του Πυλώνα

Εικόνα 2.20: Λεπτομέρειες των ενώσεων διαδοχικών τομέων, πυλώνα ~ θεμελίου καθώς και πυλώνα ~ ατράκτου

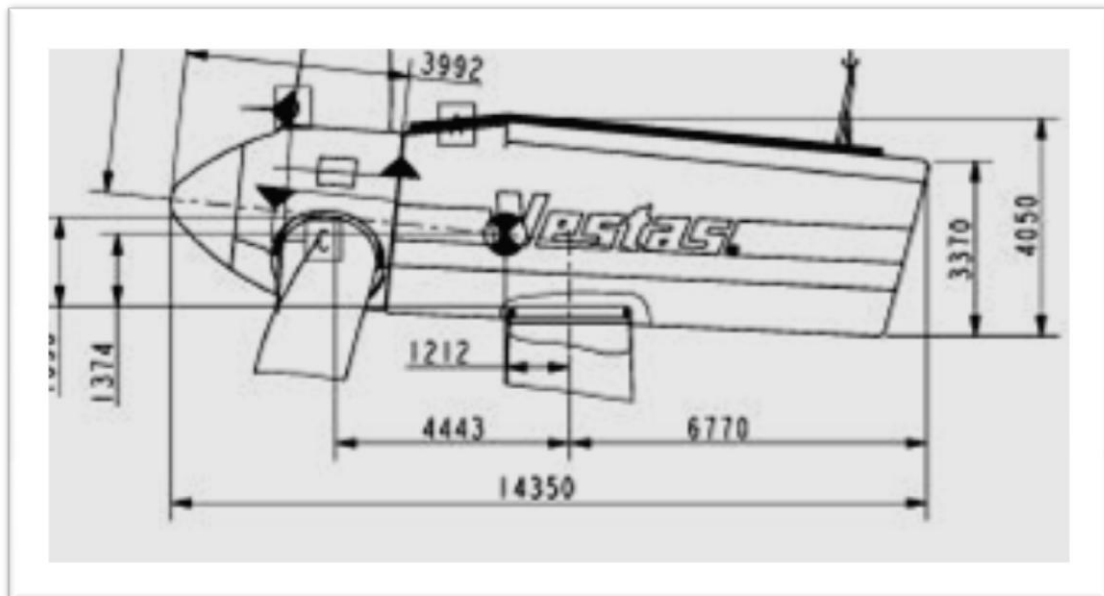
Όπως θα δούμε αναλυτικά και στη επόμενη παράγραφο, μέσω των λεπτομερειών αυτών κατέστη δυνατή η ακριβής μοντελοποίηση του πυλώνα της Α/Γ, καθώς όπως είναι εύλογο αυτές οι τοπικές αλλά σημαντικές αυξήσεις του πάχους του σε

συνδυασμό με την παρουσία σημαντικού πλήθους ήλων αποτελούν μία αξιοσημείωτη τοπική επιβάρυνση.

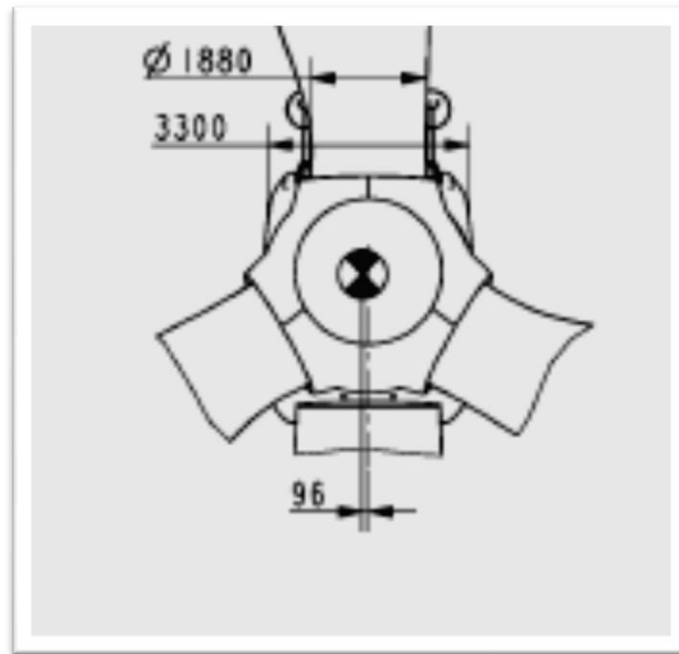
Στην Εικόνα 2.21 που ακολουθεί, μπορούμε να δούμε μία λεπτομερή τομή (Εικόνα 2.21α) και κάτοψη (Εικόνα 2.21β) της ατράκτου (nacelle), στις οποίες απεικονίζονται οι αποκλίσεις του κέντρου βάρους της από τον κεντροβαρικό άξονα του πυλώνα. Όπως φαίνεται και στην εικόνα, η απόκλιση των κέντρων βάρους κατά τους τρεις άξονες έχουν ως εξής:

- ✓ Κατά x παρατηρούμε μία απόκλιση ίση με 1.212 mm
- ✓ Κατά y παρατηρούμε μία απόκλιση ίση με 96 mm
- ✓ Κατά z παρατηρούμε μία απόκλιση ίση με 1.374 mm

Μέσω της πληροφορίας αυτής κατέστη δυνατή η δέουσα αντιμετώπιση της επιπλέον φόρτισης του πυλώνα λόγω του βάρους της nacelle.



Εικόνα 2.21α: Τομή της ατράκτου, στην οποία διακρίνονται οι αποκλίσεις των ΚΒ κατά x και z



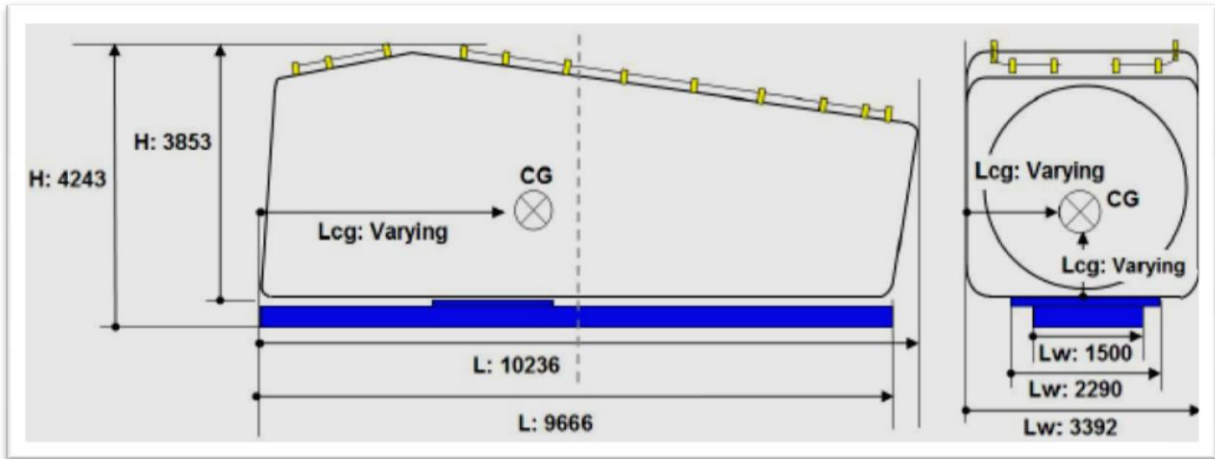
Εικόνα 2.21β: Κάτοψη της ατράκτου, στην οποία διακρίνεται η απόκλιση των ΚΒ κατά y

Εικόνα 2.21: Αποκλίσεις του ΚΒ της ατράκτου από τον κεντροβαρικό άξονα του πυλώνα

Τέλος, και πριν προχωρήσουμε στην αναλυτική παρουσίαση της μοντελοποίησης του πυλώνα μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, version 15, κρίνεται χρήσιμο να παρουσιάσουμε κάποιες γενικές πληροφορίες, κυρίως μέσω σχεδίων, για τα βάρη και τις διαστάσεις της ατράκτου (nacelle) και των πτερυγίων (blades), καθώς τα τελευταία θα εμφανισθούν κατά την μοντελοποίηση ως φορτίσεις του πυλώνα:

✓ Στην Εικόνα 2.22, περισσότερο για λόγους πληρότητας, παρουσιάζεται ακόμη μία τομή της ατράκτου στην οποία, ωστόσο, απεικονίζονται με ακρίβεια οι διαστάσεις της σε mm ενώ στον Πίνακα 2.16, παρουσιάζεται επιπλέον και το βάρος της το οποίο είναι και το τελικό ζητούμενο.

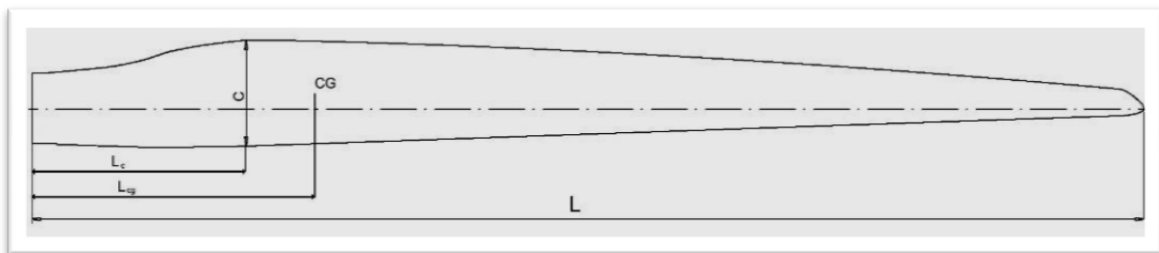
✓ Στην Εικόνα 2.23, και πάλι περισσότερο για λόγους πληρότητας, παρουσιάζεται μία απεικόνιση των χαρακτηριστικών διαστάσεων των πτερυγίων (blades) ενώ στον Πίνακα 2.17 βρίσκουμε τις διαστάσεις και τα βάρη των πτερυγίων σε mm και kg αντίστοιχα.



Εικόνα 2.22: Τομή της ατράκτου, στην οποία διακρίνονται όλες οι επιμέρους διαστάσεις

Εξάρτημα	L (mm)	L _w (mm)	L _{cg} (mm)	H (mm)	W (kg)
Άτρακτος	10236	3392	ποικίλει	3853	70000
Άτρακτος μαζί με εξοπλισμό	10236	3392	ποικίλει	4243	79500

Πίνακας 2.16: Αναλυτικές Διαστάσεις και Βάρη της Ατράκτου και του Εξοπλισμού της



Εικόνα 2.23: Χαρακτηριστικές Διαστάσεις των Πτερυγίων

Εξάρτημα	L (mm)	C (mm)	L_c (mm)	L_{cg} (mm)	W (kg)
Πτερύγια	44000	3515	9000	11200	6700
Πτερύγια έτοιμα για Μεταφορά	44150	3515	9000	11700	7900

Πίνακας 2.17: Αναλυτικές Διαστάσεις και Βάρη των Πτερυγίων

Συνδυάζοντας τα δεδομένα των πινάκων 2.16 και 2.17 μπορούμε να βρούμε μία καλή προσεγγιστική τιμή για το συνολικό βάρος που η άτρακτος και τα πτερύγια μεταβιβάζουν στο σώμα του πυλώνα. Η τιμή αυτή που προκύπτει ίση με 86,200 kgr (79,500 & 6,700 αντίστοιχα), θα αντιμετωπισθεί κατά την μοντελοποίηση του φορέα ως κατακόρυφη δύναμη που ασκείται στο κέντρο βάρους της ατράκτου, οι έκκεντρες συντεταγμένες του οποίου παρουσιάστηκαν στην Εικόνα 2.21.

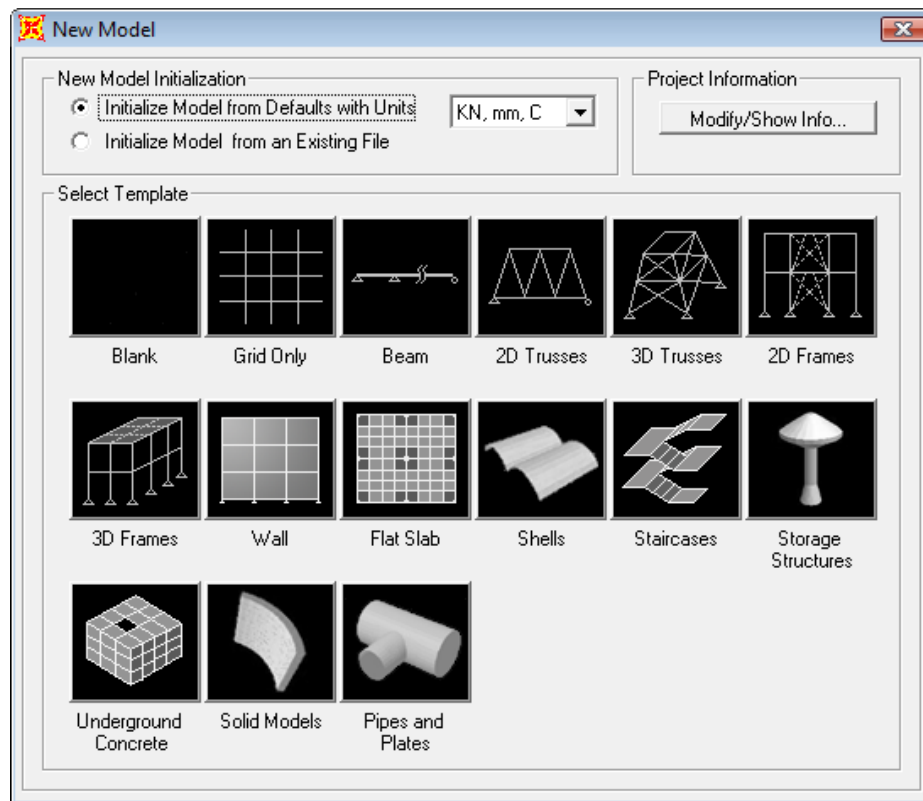
2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΥΛΩΝΑ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΑΣ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ SAP2000, version 15

2.3.1 Μοντελοποίηση Φορέα

Όπως σε κάθε νέο μοντέλο στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000.v15, ξεκινάμε την μοντελοποίηση του φορέα μας επιλέγοντας την εντολή «Εισαγωγή Νέου Μοντέλου»:

File-New Model

Επιλογή “Blank”



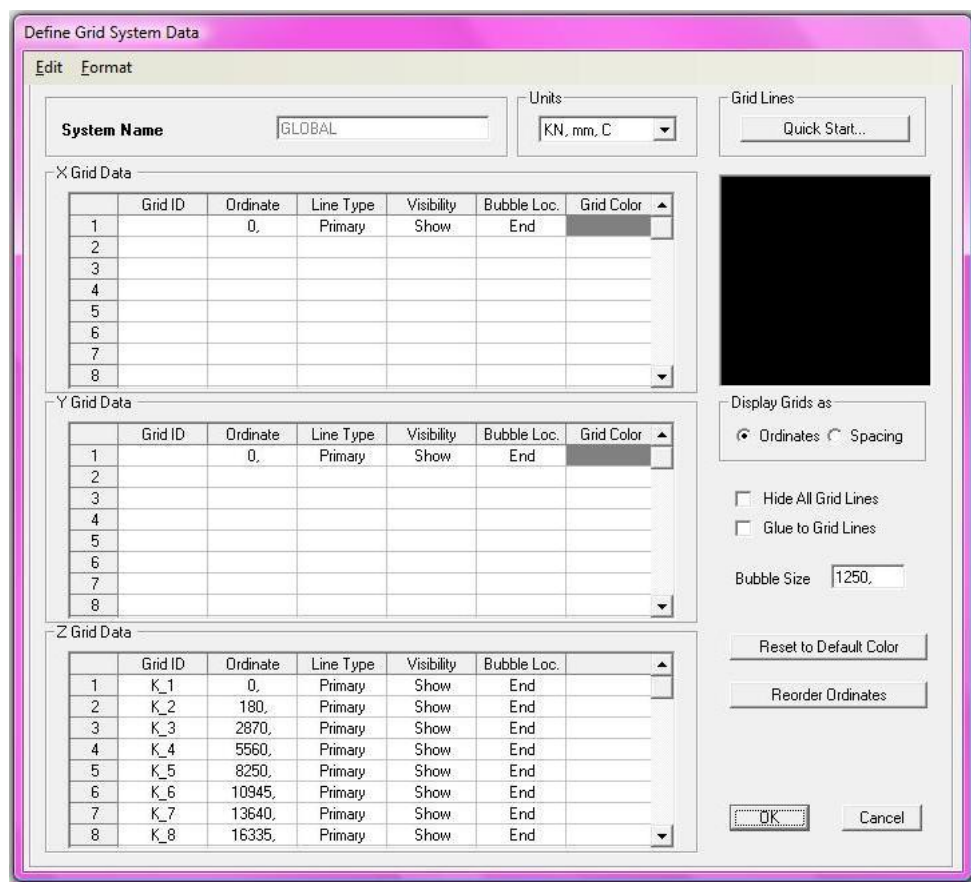
Εικόνα 2.24: Εισαγωγή Νέου Μοντέλου

Ως μονάδες μέτρησης επιλέξαμε τις kN, mm, C.

Συνεχίζουμε ορίζοντας **τους κόμβους του πυλώνα** της αιολικής μηχανής, θεωρώντας πως η τελευταία εδράζεται στο έδαφος μέσω απλής πάκτωσης. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 2.25 που ακολουθεί, προκύπτουν 35 κόμβοι με τον κόμβο K_1 να φέρει συντεταγμένες (0,0,0) και τον κόμβο K_35 να φέρει συντεταγμένες (1212,96,78674) βάσει των εκκεντροτήτων του κέντρου βάρους της ατράκτου όπως παρουσιάστηκαν στην Εικόνα 2.21. Όλοι οι ενδιάμεσοι κόμβοι τοποθετήθηκαν βάσει της κατακόρυφης τομής του πυλώνα στην Εικόνα 2.19:

Define- Coordinate Systems/Grids-

Modify/ Show System- Define Grid System Data



Εικόνα 2.25: Συντεταγμένες Καννάβου

Παρατηρούμε πως στην παραπάνω φόρμα είναι ενεργοποιημένη η επιλογή “Ordinates” μιας και η τοποθέτηση των σημείων του καννάβου έγινε ορίζοντας κάθε φορά την συνολική απόστασή τους από την αρχή των αξόνων. Έχουμε, δηλαδή, τη χρήση απόλυτων συντεταγμένων.

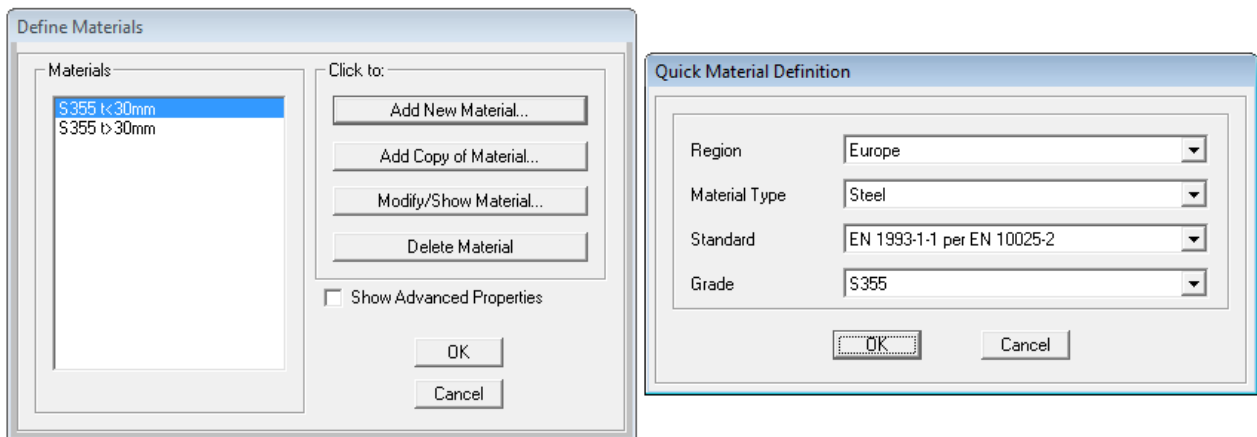
Id	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ					
				D _x	D _y	D _z	R _x	R _y	R _z
K_1	0	0	0	B	B	B	B	B	B
K_2	0	0	180	-	-	-	-	-	-
K_3	0	0	2870	-	-	-	-	-	-
K_4	0	0	5560	-	-	-	-	-	-
K_5	0	0	8250	-	-	-	-	-	-
K_6	0	0	10945	-	-	-	-	-	-
K_7	0	0	13640	-	-	-	-	-	-
K_8	0	0	16335	-	-	-	-	-	-
K_9	0	0	19030	-	-	-	-	-	-
K_10	0	0	19210	-	-	-	-	-	-
K_11	0	0	19390	-	-	-	-	-	-
K_12	0	0	22255	-	-	-	-	-	-
K_13	0	0	25120	-	-	-	-	-	-
K_14	0	0	27985	-	-	-	-	-	-
K_15	0	0	30850	-	-	-	-	-	-
K_16	0	0	33715	-	-	-	-	-	-
K_17	0	0	36585	-	-	-	-	-	-
K_18	0	0	39455	-	-	-	-	-	-
K_19	0	0	42325	-	-	-	-	-	-
K_20	0	0	45200	-	-	-	-	-	-
K_21	0	0	48075	-	-	-	-	-	-
K_22	0	0	48215	-	-	-	-	-	-
K_23	0	0	48355	-	-	-	-	-	-
K_24	0	0	51270	-	-	-	-	-	-
K_25	0	0	54185	-	-	-	-	-	-
K_26	0	0	57100	-	-	-	-	-	-
K_27	0	0	60020	-	-	-	-	-	-
K_28	0	0	62940	-	-	-	-	-	-
K_29	0	0	65860	-	-	-	-	-	-
K_30	0	0	68780	-	-	-	-	-	-
K_31	0	0	71705	-	-	-	-	-	-
K_32	0	0	74630	-	-	-	-	-	-
K_33	0	0	76930	-	-	-	-	-	-
K_34	0	0	77300	-	-	-	-	-	-
K_35	1212	96	78674	-	-	-	-	-	-

B: δεσμευμένη στήριξη

Πίνακας 2.18: Δεδομένα Κόμβων

Εν συνεχεία, ορίζουμε **τα υλικά μόρφωσης** του φορέα μας. Βάσει των σχεδίων της εταιρείας Vestas, ο πυλώνας της Α/Γ μορφώνεται από χάλυβα S355, ενώ για λόγους πληρότητας διακρίνουμε τα διάφορα μέρη του φορέα- επομένως και τα υλικά δόμησής τους- σε αυτά που έχουν πάχος $t < 30$ mm και σε αυτά με $t > 30$ mm.

Define-Materials- Add New Material- Quick Material Definition Form



Material	Type	SymType	Notes
S355 t<30mm	Steel	Isotropic	Europe EN 1993-1-1 per EN 10025-2 S355
S355 t>30mm	Steel	Isotropic	Europe EN 1993-1-1 per EN 10025-2 S355

Εικόνα 2.26: Καθορισμός Υλικών Δόμησης του Φορέα

Αφού έγινε η προσθήκη των υλικών που θα χρησιμοποιήσουμε στον φορέα, πρέπει να καθορίσουμε τις ιδιότητές τους:

Define- Materials- Modify/ Show Materials- Material Property Data

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: S355 t<30mm

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.697E-08

Mass per Unit Volume: 7.849E-12

Units: KN, mm, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 210

Poisson's Ratio, U: 0,3

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

Shear Modulus, G: 80,7692

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 0,355

Minimum Tensile Stress, Fu: 0,51

Effective Yield Stress, Fye: 0,3905

Effective Tensile Stress, Fue: 0,561

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

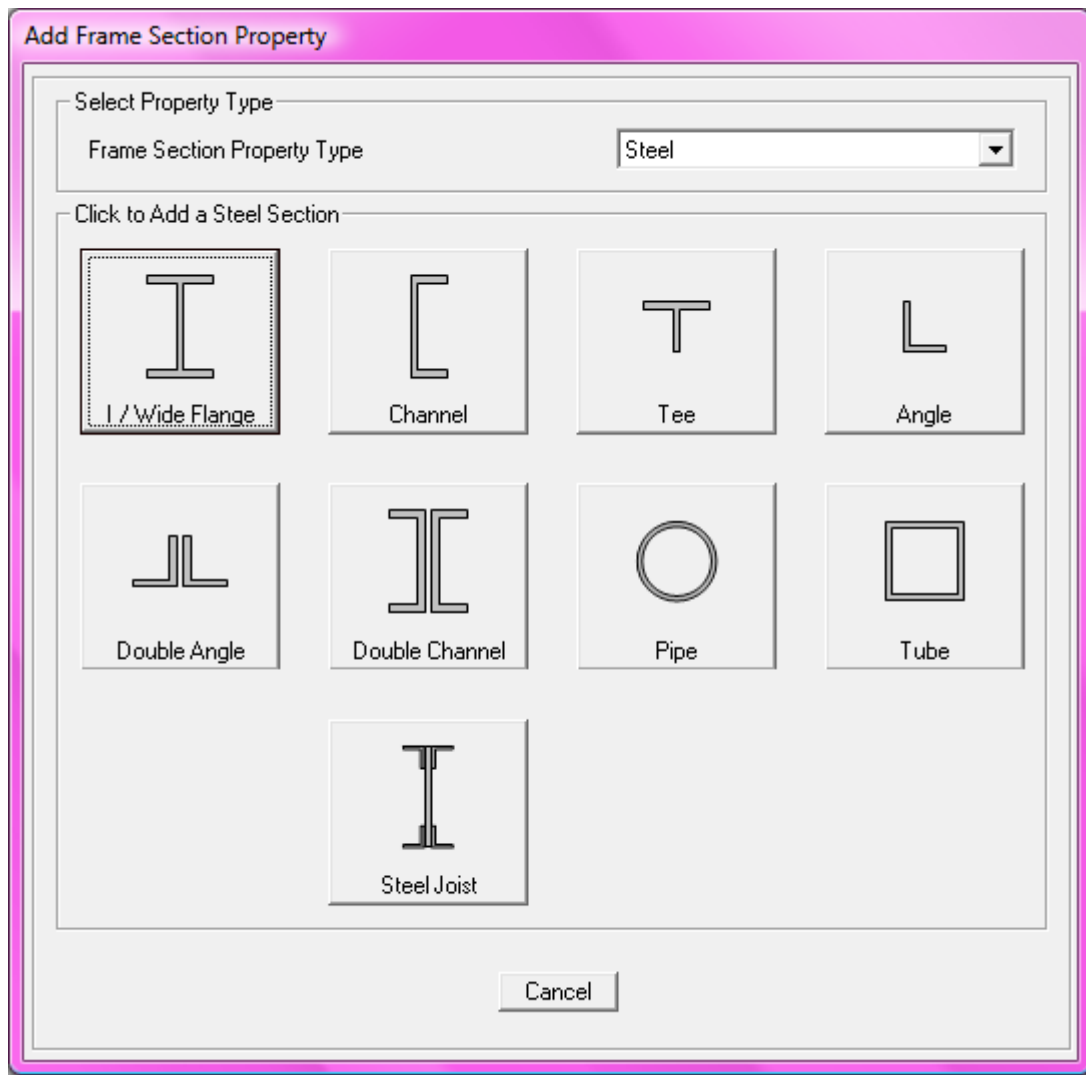
Εικόνα 2.27: Προσδιορισμός Χαρακτηριστικών Δομικού Χάλυβα

Ακριβώς η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για το δεύτερο υλικό S355, t>30mm

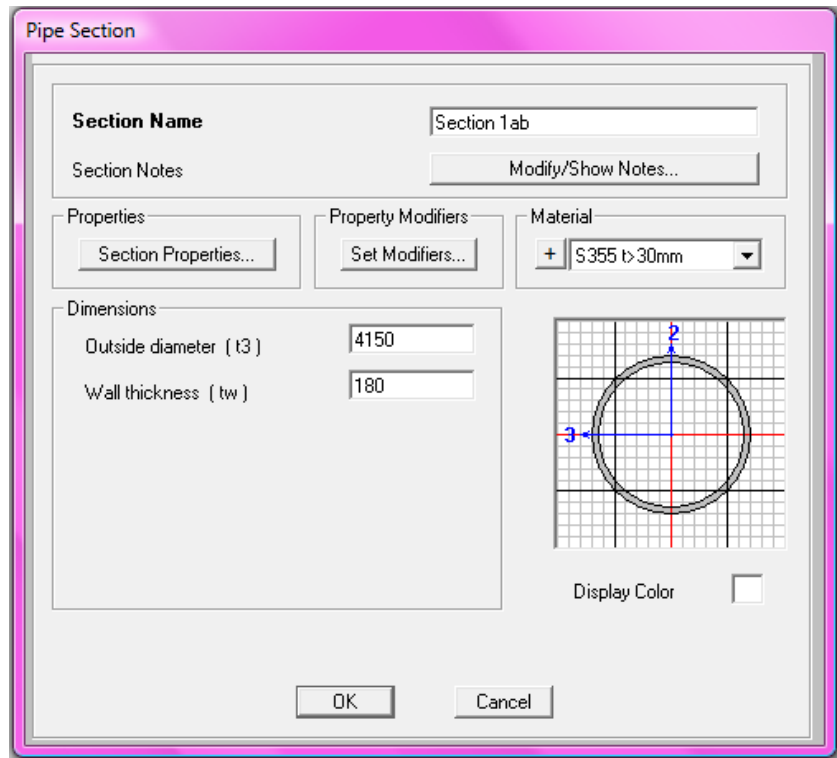
Το επόμενο πολύ σημαντικό στάδιο κατά την μοντελοποίηση του πυλώνα της αιολικής μηχανής είναι η **διαμόρφωση των διατομών** του. Η σπουδαιότητα του σταδίου αυτού έγκειται στο ότι βάσει των διατομών θα προσδιοριστεί η δυσκαμψία, η αντοχή αλλά και το ίδιο βάρος της κατασκευής. Όπως φαίνεται και από την κατακόρυφη τομή της Εικόνας 2.19, οφείλουμε να ορίσουμε διαφορετικές διατομές

ανάμεσα σε κάθε ζεύγος διαδοχικών κόμβων καθώς αφενός αλλάζουν οι εξωτερικές διαμέτροι των διατομών αφετέρου μεταβάλλεται καθ' ύψος το πάχος των τελευταίων:

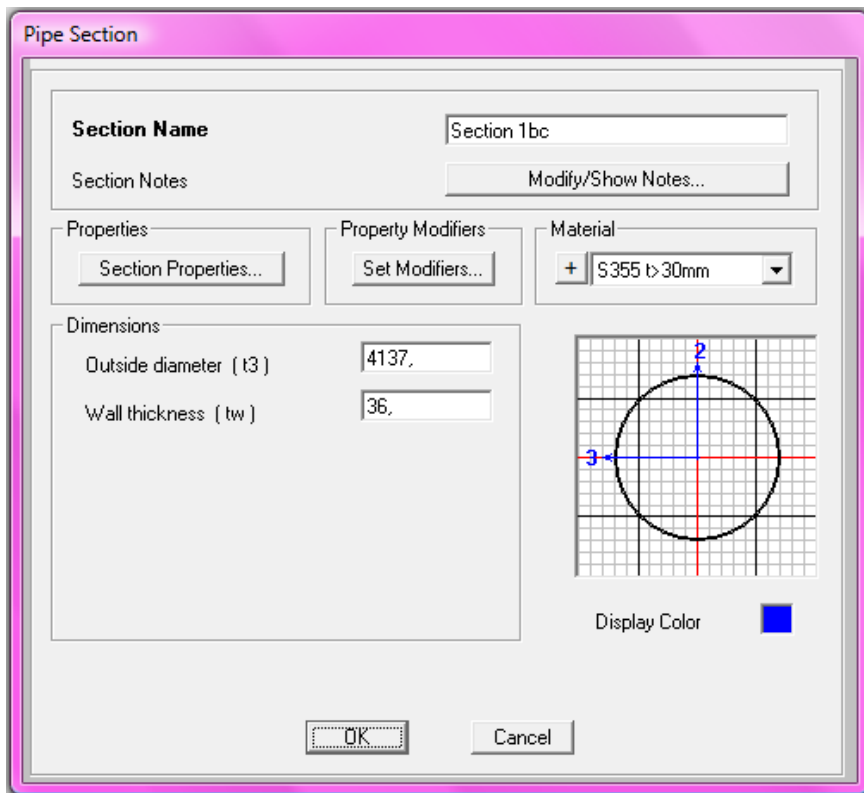
Define- Section Properties- Frame Sections-
Add New Property- “Pipe”- Pipe Section Form



Εικόνα 2.28: Εισαγωγή Γενικού Τύπου Διατομών



Εικόνα 2.29α: Διαμόρφωση Επιμέρους Διατομής σε Σημείο Σύνδεσης Φλάντζας όπου παρατηρούμε πως ως πάχος της διατομής ορίζουμε το ύψος της



Εικόνα 2.29β: Διαμόρφωση Επιμέρους Διατομής σε Ενδιάμεσο σημείο του Πυλώνα

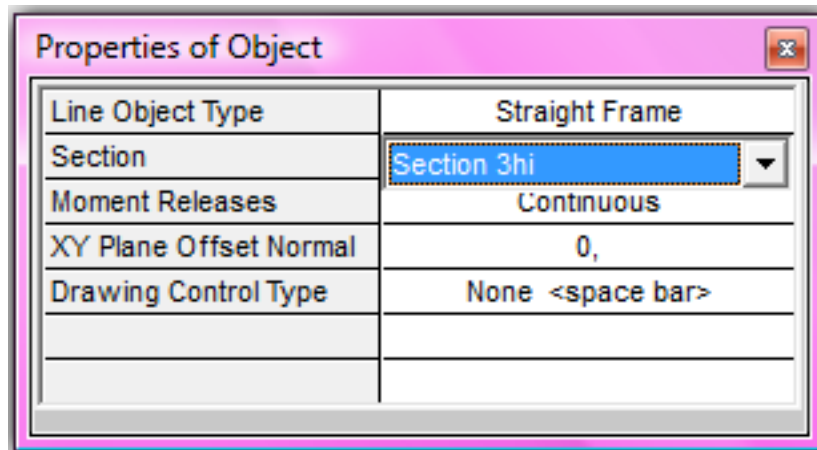
Εικόνα 2.29: Εισαγωγή Διατομών

SectionName	Material	Shape	t3 (mm)	tw (mm)	TotalMass kN-s ² /mm
Section 1ab	S355 t>30mm	Pipe	4186	180	0,003201
Section 1bc	S355 t>30mm	Pipe	4137	36	0,009793
Section 1cd	S355 t>30mm	Pipe	4039	36	0,009559
Section 1de	S355 t<30mm	Pipe	3933,5	22	0,005708
Section 1ef	S355 t<30mm	Pipe	3828	22	0,005564
Section 1fg	S355 t<30mm	Pipe	3730	22	0,005421
Section 1gh	S355 t<30mm	Pipe	3631,5	22	0,005277
Section 1hi	S355 t<30mm	Pipe	3533	22	0,005133
Section 1ij	S355 t>30mm	Pipe	3484	180	0,00264
Section 2ab	S355 t>30mm	Pipe	3484	180	0,00264
Section 2bc	S355 t<30mm	Pipe	3451	22	0,005329
Section 2cd	S355 t<30mm	Pipe	3363	22	0,005193
Section 2de	S355 t<30mm	Pipe	3319	22	0,005124
Section 2ef	S355 t<30mm	Pipe	3252,5	22	0,005021
Section 2fg	S355 t<30mm	Pipe	3186	22	0,004918
section 2gh	S355 t<30mm	Pipe	3120	22	0,004823
Section 2hi	S355 t<30mm	Pipe	3054	22	0,004721
Section 2ij	S355 t<30mm	Pipe	2987,5	21	0,004409
Section 2jk	S355 t<30mm	Pipe	2903,5	20	0,004088
Section 2kl	S355 t<30mm	Pipe	2816,5	20	0,003965
Section 2lm	S355 t>30mm	Pipe	2820	140	0,001295
Section 3ab	S355 t>30mm	Pipe	2820	140	0,001295
Section 3bc	S355 t<30mm	Pipe	2800,5	20	0,003997
Section 3cd	S355 t<30mm	Pipe	2760,5	18	0,003548
Section 3de	S355 t<30mm	Pipe	2720	16	0,00311
Section 3ef	S355 t<30mm	Pipe	2680	15	0,002878
Section 3fg	S355 t<30mm	Pipe	2640	14	0,002647
Section 3gh	S355 t<30mm	Pipe	2600,5	14	0,002607
Section 3hi	S355 t<30mm	Pipe	2561,5	14	0,002568
Section 3ij	S355 t<30mm	Pipe	2522,5	14	0,002533
Section 3jk	S355 t<30mm	Pipe	2483,5	14	0,002494
Section 3kl	S355 t<30mm	Pipe	2389	14	0,001886
Section 3lm	S355 t<30mm	Pipe	2314	370	0,006562

Πίνακας 2.19: Αναλυτικά Στοιχεία όλων των Τύπων διατομών

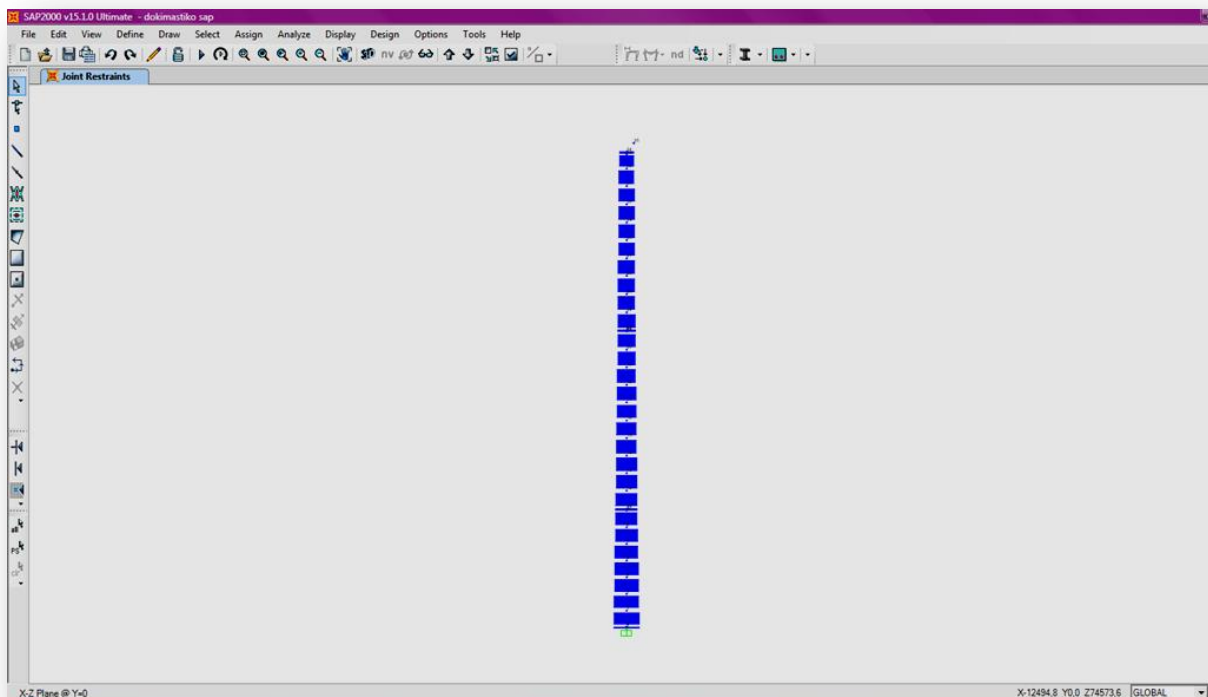
Έχοντας πλέον ορίσει τα χαρακτηριστικά των διατομών και των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν, μπορούμε να προχωρήσουμε στο επόμενο στάδιο της μοντελοποίησης- τη **μόρφωση του φορέα:**

Draw- Draw Frame/Cable/ Tendon- Κύλιση στην εντολή “Section”



Εικόνα 2.30: Επιλογή Διατομών κατά την Μόρφωση του Φορέα

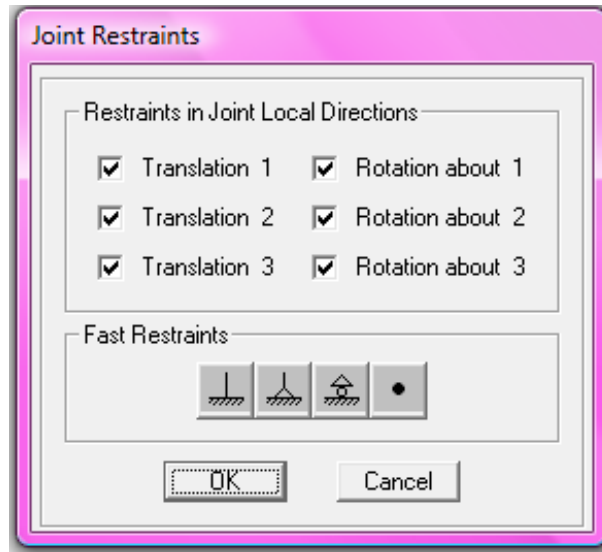
Επιλέγοντας την σωστή διατομή και ενώνοντας τους αντίστοιχους κόμβους, αρχίζει να σχηματίζεται σταδιακά ο φορέας μας. Το τελικό αποτέλεσμα είναι:



Εικόνα 2.31: Το πρώτο στάδιο Μοντελοποίησης του Φορέα

Σειρά έχει η **διαμόρφωση των στηρίξεων** του φορέα. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στο πρώτο αυτό στάδιο της μοντελοποίησης θεωρούμε πως η αιολική μηχανή εδράζεται με απλή πάκτωση στο έδαφος:

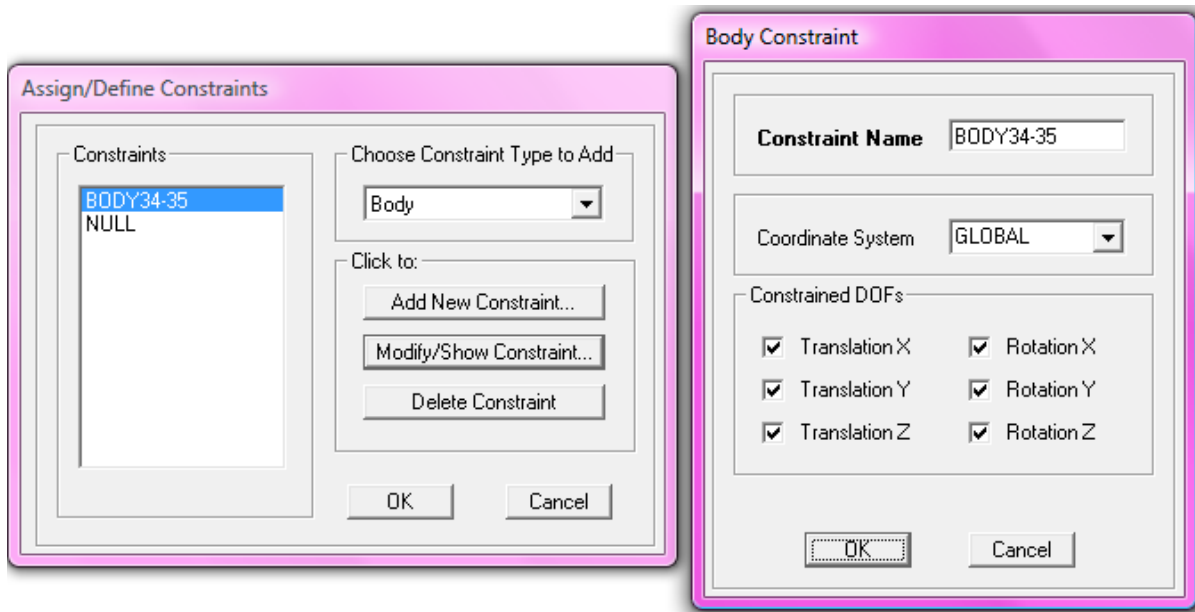
Επιλέγοντας τον κόμβο K_1- Assign- Joint-Constraints



Εικόνα 2.32: Διαμόρφωση της στήριξης στην βάση του φορέα

Για την ολοκλήρωση του πρώτου σταδίου της μοντελοποίησης, πρέπει να ορίσουμε τον τρόπο σύνδεσης του κόμβου K_35 (κέντρο βάρους ατράκτου) με τον υπόλοιπο φορέα, ώστε να εξασφαλίσουμε την ενιαία κίνηση του μοντέλου:

Επιλέγοντας τους κόμβους K_34 & K_35- Assign- Joint- Constraints



Εικόνα 2.33: Σύνδεση του σώματος της ατράκτου με τον υπόλοιπο φορέα

Στο τελευταίο στάδιο της μοντελοποίησης, οφείλουμε να εισάγουμε όλες τις **συγκεντρωμένες μάζες** καθώς και όλες τις **συγκεντρωμένες οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις** που φορτίζουν τον φορέα της κατασκευής μας. Όπως είδαμε αναλυτικά στην Εικόνα 2.20, καθ' ύψος του πυλώνα της αιολικής μηχανής υπάρχουν πέντε ζώνες με συγκεντρωμένες δυνάμεις και μάζες: στην ένωση του πυλώνα με το θεμέλιο του, στις δύο ενώσεις των τομέων (sections) μεταξύ τους, στην ένωση του πυλώνα με το σώμα της ατράκτου και τέλος στον κόμβο K_35 που προσομοιάζει το σώμα της ατράκτου. Η μοντελοποίηση των ήλων και των οπών τους, έγινε μετατρέποντας τους σε μία συγκεντρωμένη μάζα η οποία αφενός υπάρχει σε κάθε ένα από τα παραπάνω τέσσερα σημεία αφετέρου ασκεί και επικόμβιες δυνάμεις και προς τις τρεις κατευθύνσεις ενώ το συνολικό βάρος της nacelle με τον εξοπλισμό της καθώς και τα πτερύγια, το λαμβάνουμε από τους Πίνακες 2.16 και 2.17.

Joint	CoordSys	Mass1 KN-s2/mm	Mass2 KN-s2/mm	Mass3 KN-s2/mm
K_1	Global	0,000335	0,000335	0,000335
K_10	Global	0,000437	0,000437	0,000437
K_22	Global	0,000236	0,000236	0,000236
K_34	Global	0,000181	0,00081	0,00081
K_35	Global	0,106	0,106	0,106

Πίνακας 2.20: Συνοπτική παρουσίαση όλων των Συγκεντρωμένων Μαζών

Joint	LoadPat	CoordSys	F1	F2	F3
K_1	DEAD	GLOBAL	0	0	-3,35
K_10	DEAD	GLOBAL	0	0	-4,37
K_22	DEAD	GLOBAL	0	0	-2,36
K_34	DEAD	GLOBAL	0	0	-1,81
K_35	DEAD	GLOBAL	0	0	-1060

Πίνακας 2.21: Συνοπτική παρουσίαση όλων των Επικόμβιων Δυνάμεων

Ακολουθεί αναλυτική παρουσίαση του τρόπου εισαγωγής των μαζών και των δυνάμεων για τον κόμβο K_10:

Επιλέγοντας τον κόμβο- Assign- Joint- Masses

Joint Masses

Specify Joint Mass

As Mass
 As Weight
 As Volume and Material Property

Material

Mass Direction

Coordinate System

Mass

Global X Axis Direction
Global Y Axis Direction
Global Z Axis Direction

Mass Moment of Inertia

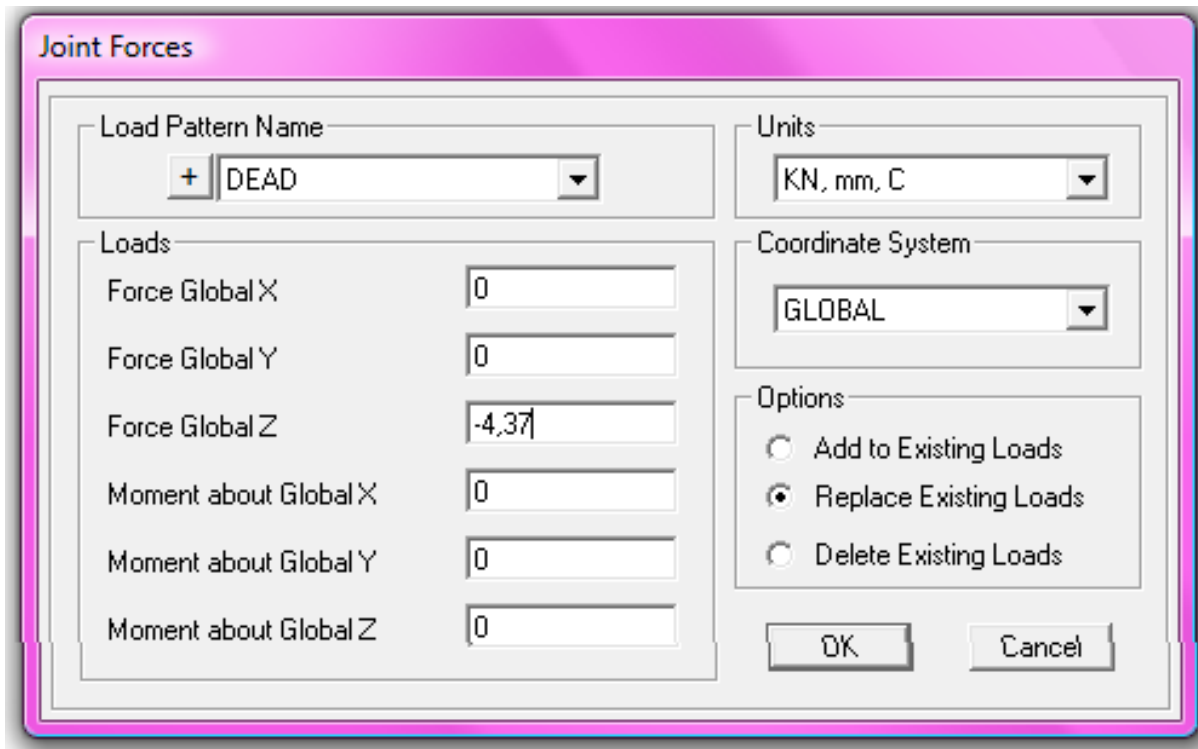
Rotation About Global X Axis
Rotation About Global Y Axis
Rotation About Global Z Axis

Options

Add to Existing Masses
 Replace Existing Masses
 Delete Existing Masses

Units

Εικόνα 2.34: Τοποθέτηση συγκεντρωμένης μάζας φλάντζας στον κόμβο K_10



Εικόνα 2.35: Τοποθέτηση συγκεντρωμένης δύναμης λόγω της μάζας φλάντζας στον κόμβο K_10

2.3.2 Υπολογισμός Δυσκαμψίας Πυλώνα

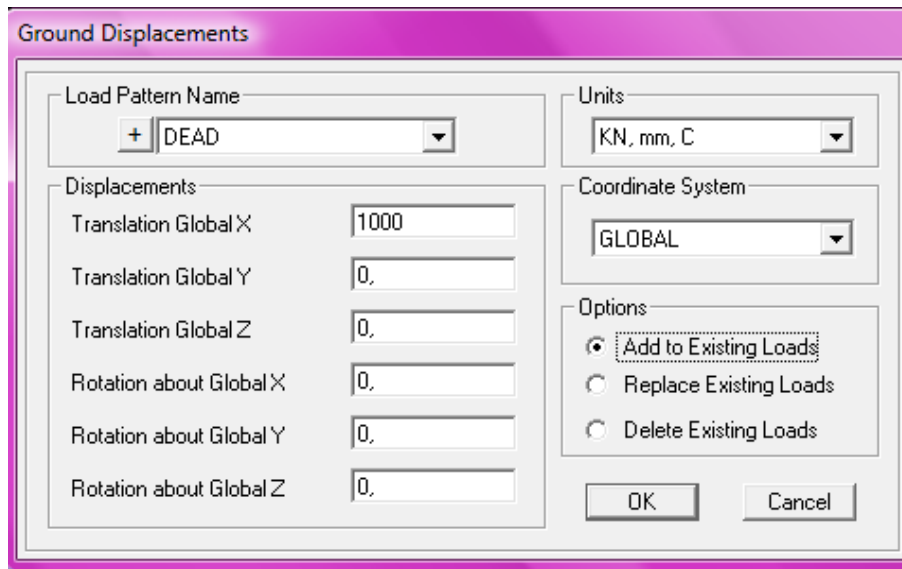
Η συνολική δυσκαμψία της ανωδομής της αιολικής μηχανής, θα υπολογιστεί χρησιμοποιώντας την σχέση ορισμού της

$$K = f_s / u \quad (2.46)$$

όπου u μία τυχαία επιβαλλόμενη μετατόπιση και f_s η προκύπτουσα αντίδραση βάσης.

Στην περίπτωση μας, επιβάλλαμε υπό την μορφή επικόμβιου φορτίου στην θέση της πάκτωσης (K_1) μέσω της ακόλουθης διαδικασίας

Select Joint- Assign- Joint Loads- Displacements



Εικόνα 2.36: Επιβολή Οριζόντιας Μετατόπισης στον K_1, προκειμένου τον υπολογισμό της δυσκαμψίας του πυλώνα της αιολικής μηχανής

μία μετατόπιση ενός μέτρου, και προέκυψε οριζόντια αντίδραση βάσης ίση με 436,74 kN. Επομένως, η δυσκαμψία της κατασκευής μας εκτιμάται στα 436,74kN/m.

2.3.3 Στατική Επίλυση για τα Κατακόρυφα Φορτία

Κατά το στάδιο της μοντελοποίησης, επιβάλλαμε στον φορέα μας όλες τις συγκεντρωμένες μάζες καθώς και όλα τα συγκεντρωμένα φορτία που -μαζί φυσικά με το δομικό του υλικό- συνιστούν το ίδιο βάρος του. Πλέον το πρόγραμμα είναι σε θέση να προχωρήσει στην Στατική Επίλυση για τα Κατακόρυφα Φορτία ώστε να βρούμε τόσο τα εντατικά όσο και τα παραμορφωσιακά μεγέθη καθ' ύψος του πυλώνα:

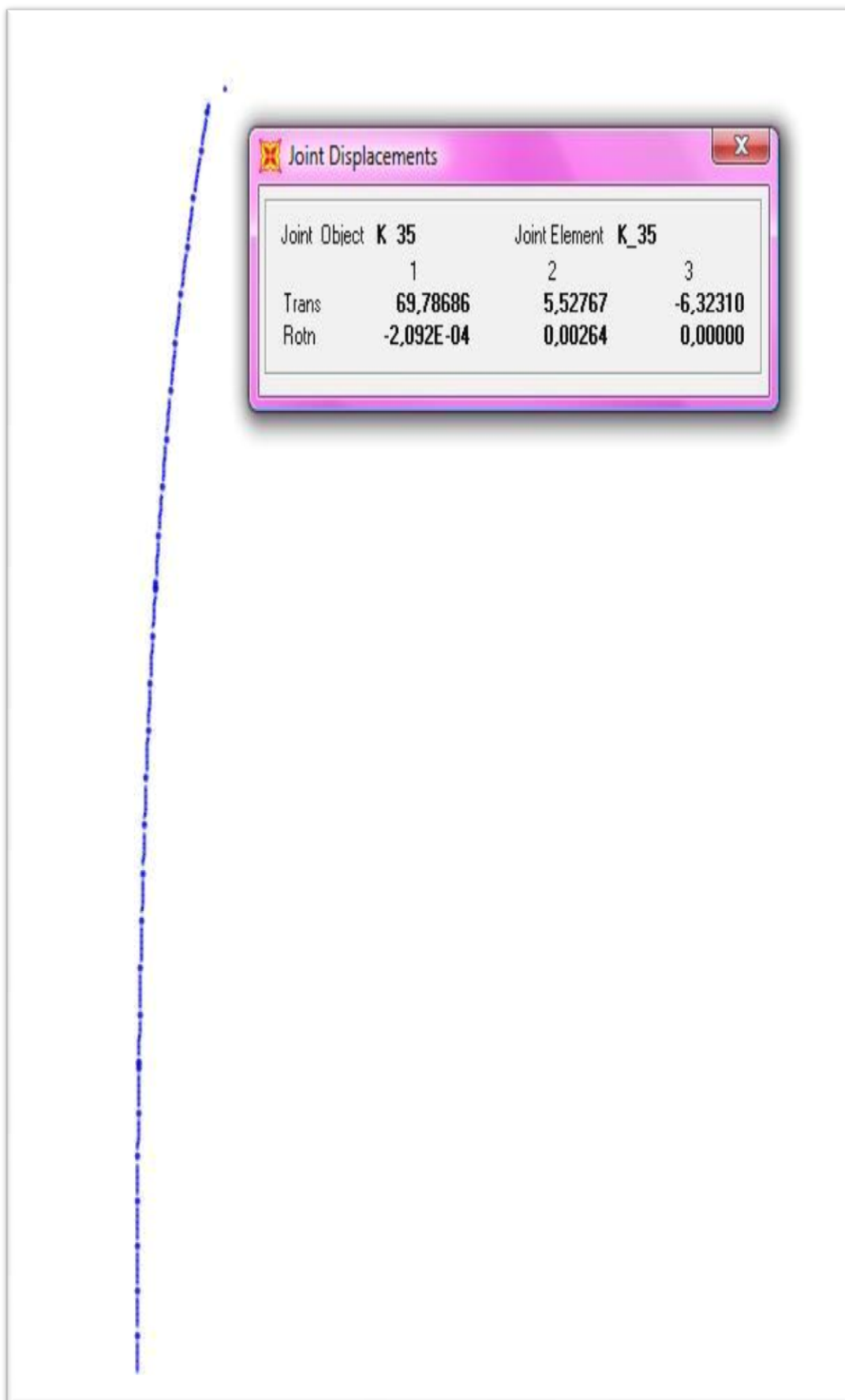
Analyze- Run Analysis- Set Load Cases to Run- Επιλογή “Dead - Run”

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
DEAD	LinStatic	7,821E-10	-8,258E-11	2447,66	101,76	-1284,72	-1,909E-10
		≈0	≈0				≈0

Πίνακας 2.22: Αντιδράσεις Βάσης για Ίδιον Βάρος (σε kN)

TABLE: Joint Displacements						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
K_1	0	0	0	0,00	0,00	0,00
K_2	0,000022	0,000001724	-0,000919	0,00	0,00	0,00
K_3	0,023371	0,001851	-0,066233	0,00	0,02	0,00
K_4	0,093825	0,007432	-0,130461	0,00	0,04	0,00
K_5	0,231496	0,018336	-0,234473	-0,01	0,07	0,00
K_6	0,458952	0,036353	-0,33887	-0,01	0,10	0,00
K_7	0,783489	0,062059	-0,443329	-0,01	0,14	0,00
K_8	1,213144	0,096091	-0,54794	-0,01	0,18	0,00
K_9	1,756895	0,13916	-0,652786	-0,02	0,22	0,00
K_10	1,797219	0,142354	-0,653677	-0,02	0,22	0,00
K_11	1,837621	0,145554	-0,654554	-0,02	0,23	0,00
K_12	2,553378	0,202248	-0,762301	-0,02	0,28	0,00
K_13	3,419139	0,270823	-0,869838	-0,03	0,33	0,00
K_14	4,443911	0,351993	-0,975782	-0,03	0,39	0,00
K_15	5,635968	0,446413	-1,080867	-0,04	0,45	0,00
K_16	7,005971	0,554928	-1,185121	-0,04	0,51	0,00
K_17	8,568352	0,678681	-1,288733	-0,05	0,58	0,00
K_18	10,333434	0,81849	-1,391548	-0,05	0,65	0,00
K_19	12,320168	0,975855	-1,498511	-0,06	0,73	0,00
K_20	14,56186	1,153415	-1,611108	-0,07	0,83	0,00
K_21	17,085008	1,353268	-1,724132	-0,07	0,93	0,00
K_22	17,215098	1,363572	-1,724938	-0,07	0,93	0,00
K_23	17,345302	1,373885	-1,725735	-0,07	0,93	0,00
K_24	20,211439	1,600906	-1,835682	-0,08	1,04	0,00
K_25	23,409774	1,85424	-1,956227	-0,09	1,16	0,00
K_26	26,995594	2,138265	-2,090437	-0,10	1,30	0,00
K_27	31,031073	2,457907	-2,232687	-0,12	1,46	0,00
K_28	35,562435	2,816827	-2,3841	-0,13	1,64	0,00
K_29	40,62991	3,218211	-2,534676	-0,15	1,83	0,00
K_30	46,258468	3,664037	-2,684408	-0,16	2,03	0,00
K_31	52,485644	4,157279	-2,833571	-0,18	2,23	0,00
K_32	59,330444	4,699441	-2,981929	-0,19	2,45	0,00
K_33	65,180909	5,162844	-3,100977	-0,21	2,64	0,00
K_34	66,157792	5,240221	-3,101829	-0,21	2,64	0,00
K_35	69,786864	5,527672	-6,323104	-0,21	2,64	0,00

Πίνακας 2.24: Μετατοπίσεις και Στροφές Κόμβων για Ίδιον Βάρος (σε mm και rad*1000)



Εικόνα 2.37: Παραμορφωσιακή Κατάσταση Πυλώνα λόγω του Ιδίου Βάρους του

2.3.4 Ιδιομορφική Ανάλυση

Μέσω της σειράς εντολών

Analyze- Run Analysis- Set Load Cases to Run- Επιλογή “Modal”

επιλέγουμε την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης της κατασκευής ώστε να προσδιορίσουμε όλα τα θεμελιώδη χαρακτηριστικά του φορέα.

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
StepNum	Eigenvalue rad2/sec2	CircFreq rad/sec	Frequency Cyc/sec	Period Sec
1	3,56	1,887	0,30	3,3298
2	3,58	1,892	0,30	3,3212
3	242,65	15,577	2,48	0,4034
4	245,00	15,652	2,49	0,4014
5	1937,20	44,013	7,00	0,1428
6	2091,10	45,729	7,28	0,1374
7	3487,50	59,055	9,40	0,1064
8	7428,40	86,188	13,72	0,0729
9	8134,70	90,193	14,36	0,0697
10	18766,00	136,990	21,80	0,0459
11	20844,00	144,370	22,98	0,0435
12	34933,00	186,900	29,75	0,0336
13	39577,00	198,940	31,66	0,0316
14	51930,00	227,880	36,27	0,0276
15	61004,00	246,990	39,31	0,0254
16	82127,00	286,580	45,61	0,0219
17	96241,00	310,230	49,37	0,0203
18	128070,00	357,860	56,96	0,0176
19	147120,00	383,560	61,05	0,0164
20	169140,00	411,270	65,46	0,0153
21	200900,00	448,220	71,34	0,0140
22	223380,00	472,630	75,22	0,0133
23	275960,00	525,320	83,61	0,0120
24	309050,00	555,920	88,48	0,0113
25	352330,00	593,580	94,47	0,0106
26	409080,00	639,590	101,79	0,0098
27	414570,00	643,870	102,48	0,0098
28	462270,00	679,910	108,21	0,0092
29	506080,00	711,390	113,22	0,0088
30	574510,00	757,960	120,63	0,0083

Πίνακας 2.25: Οι 30 πρώτες Ιδιοσυχνότητες

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
StepNum	Period	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
1	3,329793	0,97	0,00006526	0,83
2	3,321165	0,97	0,97	0,84
3	0,403358	0,97	0,99	0,84
4	0,401418	0,99	0,99	0,9
5	0,142757	0,99	1	0,9
6	0,137401	1	1	0,93
7	0,106395	1	1	0,93
8	0,072901	1	1	0,95
9	0,069664	1	1	0,95
10	0,045867	1	1	0,97
11	0,04352	1	1	0,97
12	0,033617	1	1	0,99
13	0,031583	1	1	0,99
14	0,027572	1	1	0,99
15	0,025439	1	1	1
16	0,021925	1	1	1
17	0,020253	1	1	1
18	0,017557	1	1	1
19	0,016381	1	1	1
20	0,015278	1	1	1
21	0,014018	1	1	1
22	0,013294	1	1	1
23	0,011961	1	1	1
24	0,011302	1	1	1
25	0,010585	1	1	1
26	0,009824	1	1	1
27	0,009758	1	1	1
28	0,009241	1	1	1
29	0,008832	1	1	1
30	0,00829	1	1	1

Πίνακας 2.24: Συντελεστές Συμμετοχής Ιδιομορφών

2.3.5 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

2.3.5.1 Δυναμική Φασματική Ανάλυση κατά ΕΑΚ2000

Στο σημείο αυτό, θα εφαρμόσουμε στον μοντελοποιημένο φορέα μας την Δυναμική Φασματική Ανάλυση κατά τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό όπως αυτή περιγράφηκε διεξοδικά στην υποπαράγραφο §2.1.3.3.3 της παρούσας εργασίας.

Προκειμένου την συγκριτική μελέτη των αποτελεσμάτων καθώς και τον μετέπειτα συνδυασμό τους με αποτελέσματα άλλων αναλύσεων, θα εξασκήσουμε στο μοντέλο του πύλωνα της αιολικής μηχανής δύο διαδοχικές Δυναμικές Φασματικές Αναλύσεις, τόσο για εδαφική επιτάχυνση $a = 0.24g$ (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II) όσο και για $a = 0.36g$ (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III).

Θα παρουσιάσουμε αναλυτικά όλα τα βήματα της ΔΦΑ για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ενώ ομοίως γίνεται προφανώς και για Ζώνη III.

Για την εφαρμογή της μεθόδου κατασκευάστηκε το φάσμα σχεδιασμού σε φύλλο εργασίας excel βάσει των ακόλουθων παραμέτρων:

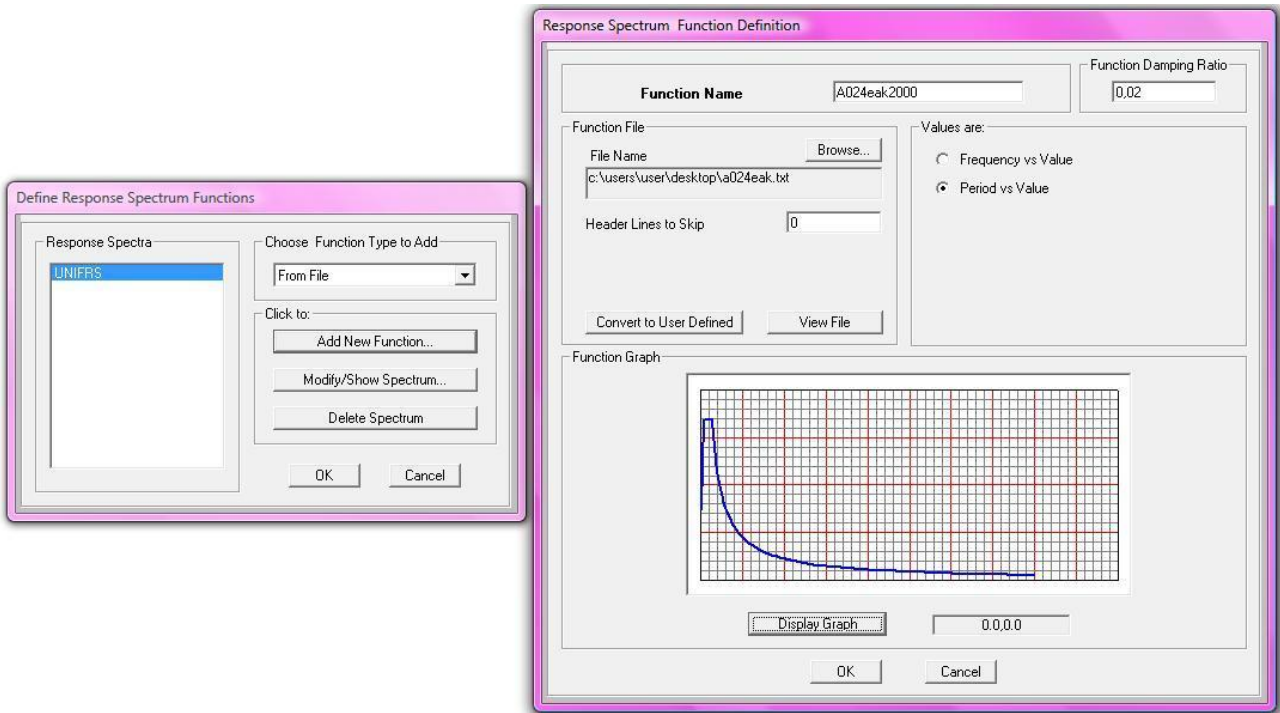
- Φασματική Επιτάχυνση $a = 0.24g$
- Συντελεστής Σπουδαιότητας Κατασκευής $\gamma = 1,30$
- Διορθωτικός Συντελεστής $\eta = 1,323$ για ποσοστό απόσβεσης $\zeta = 2\%$
- Συντελεστής φασματικής Ενίσχυσης $\beta_0 = 2,50$

Με την χρήση των εξισώσεων (2.25) του παρόντος κεφαλαίου, κατασκευάστηκε το φάσμα σχεδιασμού.

Στο Παράρτημα Β επισυνάπτεται το αντίστοιχο φύλλο εργασίας του Excel.

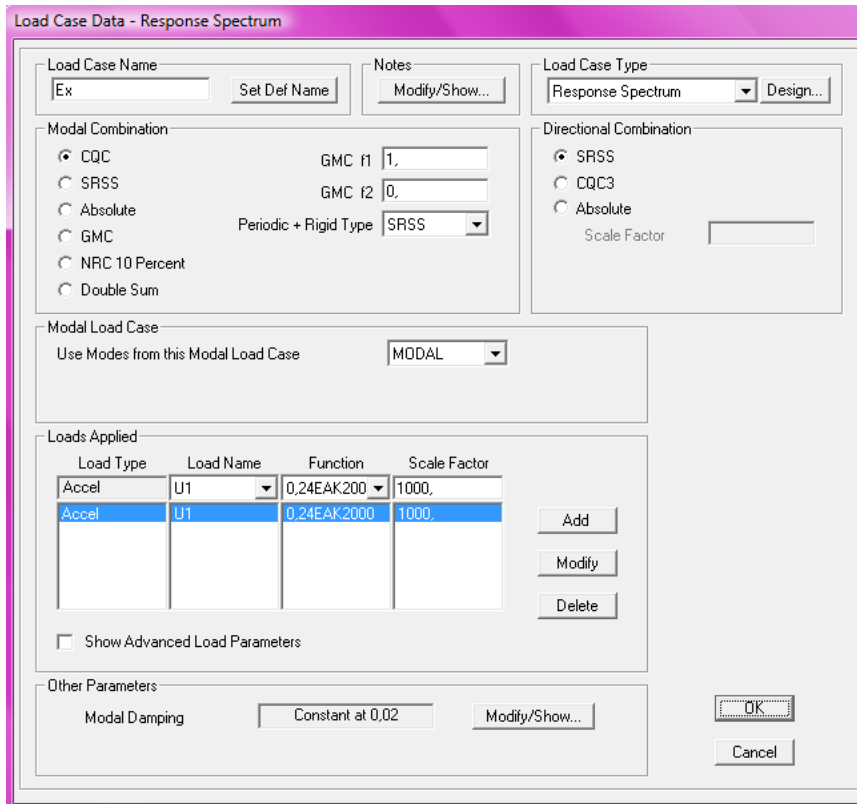
Define- Functions- Response Spectrum-

Επιλογές “From File” και “Add New Function”



Εικόνα 2.38: Εισαγωγή Φάσματος ΕΑΚ2000 για ΖΙΙ ($a=0.24g$)

Define- Load Cases- Add New Load Case



Εικόνα 2.39α: Εισαγωγή Σεισμικής Δύναμης Ex για ΖΙΙ ($a=0.24g$) κατά ΕΑΚ2000

Load Case Name: Ey

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 GMC f1: 1.0
 GMC f2: 0.0
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

 Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	0,24EAK200	1000
Accel	U2	0,24EAK2000	1000

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.02

Εικόνα 2.39β: Εισαγωγή Σεισμικής Δύναμης Ey για ZII (a=0.24g) κατά ΕΑΚ2000

Load Case Name: Ez

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 GMC f1: 1.0
 GMC f2: 0.0
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

 Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U3	0,24EAK200	1000
Accel	U3	0,24EAK2000	1000

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.02

Εικόνα 2.39γ: Εισαγωγή Σεισμικής Δύναμης Ez για ZII (a=0.24g) κατά ΕΑΚ2000

Εικόνα 2.39: Εισαγωγή Σεισμικών Δυνάμεων για ZII (a=0.24g) κατά ΕΑΚ2000

Define- Load Combinations- Add New Combo

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Ez	Response Spectrum	0.7
Ex	Response Spectrum	1
Ey	Response Spectrum	1
Ez	Response Spectrum	0.7

Εικόνα 2.40: Εισαγωγή Σεισμικού Συνδυασμού για ZII ($a=0.24g$) κατά ΕΑΚ2000

Αξίζει εδώ να αναφέρουμε πως οι παράμετροι $GMC f_1$ και $GMC f_2$ που ζητούνται στις παραπάνω φόρμες (Εικόνες 2.38) δεν είναι στοιχεία της κατασκευής αλλά της εξεταζόμενης σεισμικής διέγερσης. Ο προσδιορισμός της ιδιοσυχνότητας f_1 είναι μονοσήμαντος και γίνεται μέσω της εξίσωσης

$$f_1 = \frac{SA_{max}}{2\pi SV_{max}} \quad (2.44)$$

όπου

- SA_{max} η μέγιστη φασματική επιτάχυνση = $1012,238 \frac{cm}{sec^2}$ για το δεδομένο φάσμα
- SV_{max} η μέγιστη φασματική ταχύτητα = $64.441 \frac{cm}{sec}$ για το δεδομένο φάσμα.

Αντίθετα, ο προσδιορισμός της ιδιοσυχνότητας f_2 δεν είναι μονοσήμαντος καθώς από τους κανονισμούς ορίζονται ποικίλες επιλογές:

- Ο A. K. Gupta (1990), ορίζει την f_2 ως

$$f_2 = \frac{1}{3} f_1 + \frac{2}{3} f_r \quad (2.45)$$

όπου f_r είναι η “άκαμπτη” συχνότητα της σεισμικής διέγερσης, η συχνότητα εκείνη δηλαδή πάνω από την οποία η φασματική επιτάχυνση είναι κατ’ ουσίαν σταθερή και ίση με την αντίστοιχή της τιμή για μηδενική ιδιοπερίοδο.

- Άλλοι μελετητές ορίζουν την συχνότητα f_2 ως

$$f_2 = f_r \quad (2.46)$$

- Τέλος, συχνή είναι η εφαρμογή της επιλογής

$$\begin{aligned} f_1 &= 1 \\ f_2 &= 0 \end{aligned} \quad (2.47)$$

που αντιστοιχεί σε μία απλουστευμένη αγνόηση της “άκαμπτης” ιδιοσυχνότητας και αντιμετωπίζει το σύνολο της απόκρισης ως περιοδικής.

Είμαστε πλέον σε θέση να “τρέξουμε” την Δυναμική Φασματική Ανάλυση για ZII και να λάβουμε τα εντατικά και παραμορφωσιακά αποτελέσματα της:

Ακολουθώντας ακριβώς την ίδια διαδικασία- απλώς τροποποιώντας το ελαστικό φάσμα απόκρισης που εισήχθη στο πρόγραμμα κατά το στάδιο της Εικόνας 2.37 και το οποίο επίσης επισυνάπτεται στο Παράρτημα Β- εξάγουμε τα αντίστοιχα αποτελέσματα και για εδαφική φασματική επιτάχυνση $a=0.36g$ (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III):

2.3.5.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση κατά EC8

Στο σημείο αυτό, θα εφαρμόσουμε στον μοντελοποιημένο φορέα μας την Δυναμική Φασματική Ανάλυση κατά τον Ευρωπαϊκό Κανονισμό, όπως αυτή περιγράφηκε διεξοδικά στην υποπαράγραφο §2.1.3.3.2.2 της παρούσας εργασίας. Προκειμένου την συγκριτική μελέτη των αποτελεσμάτων καθώς και τον μετέπειτα συνδυασμό τους με αποτελέσματα άλλων αναλύσεων, θα εξασκήσουμε στο μοντέλο του πυλώνα της αιολικής μηχανής δύο διαδοχικές Δυναμικές Φασματικές Αναλύσεις, τόσο για εδαφική επιτάχυνση $a=0.24g$ (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II) όσο και για $a=0.36g$ (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III).

Θα παρουσιάσουμε αναλυτικά όλα τα βήματα της ΔΦΑ για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ενώ ομοίως γίνεται προφανώς και για Ζώνη III.

Κατά αντιστοιχία με την μέθοδο εφαρμογής του ελαστικού φάσματος του Ελληνικού Κανονισμού, το οποίο μορφώθηκε και κατόπιν εισήχθη στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, θα «κατασκευάσουμε» τόσο το οριζόντιο όσο και το κατακόρυφο ελαστικό φάσμα του EC8 και κατόπιν θα τα εισάγουμε στο SAP2000.

Για την εφαρμογή της μεθόδου κατασκευάστηκαν το οριζόντιο και το κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού σε φύλλο εργασίας Excel βάσει των ακολούθων παραμέτρων:

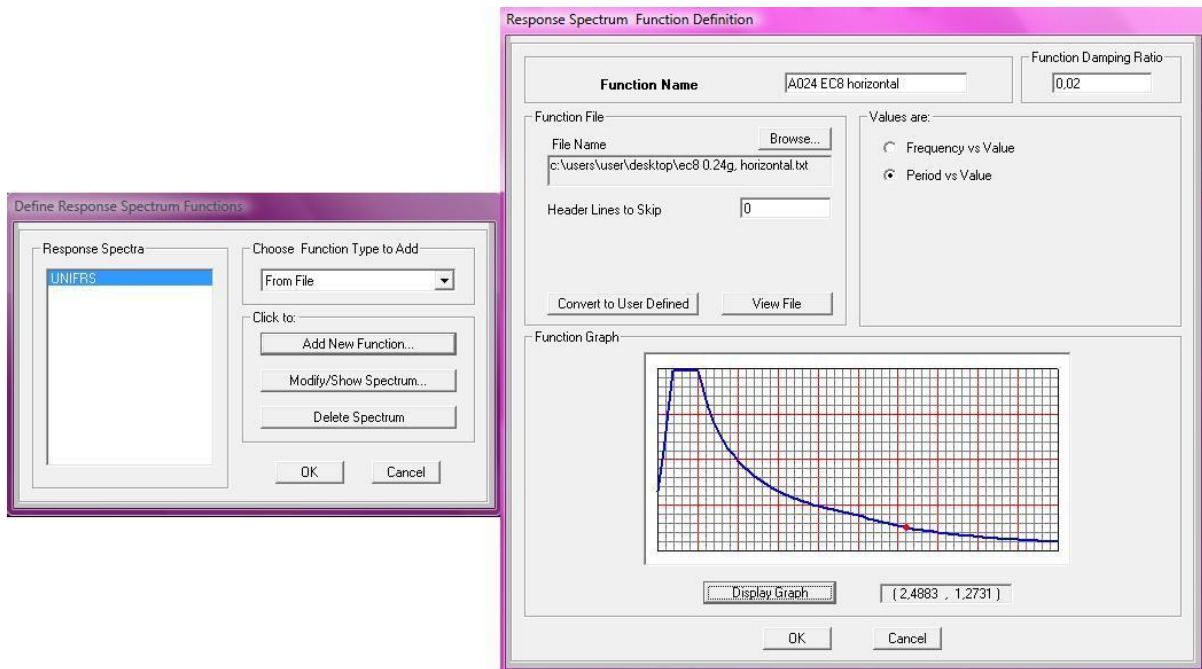
- Φασματική Επιτάχυνση $a=0,24g$
- Συντελεστής Σπουδαιότητας κατασκευής $\gamma=1,40$ (Κατηγορία Σπουδαιότητας IV)
- Διορθωτικός Συντελεστής Απόσβεσης $\eta=1,1952$ για ποσοστό απόσβεσης $\zeta=2\%$
- Κατηγορία Εδάφους A
- Συντελεστής Ελαστικότητας $q=1$

Με την χρήση των εξισώσεων (2.29-2.37) του παρόντος κεφαλαίου, κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού.

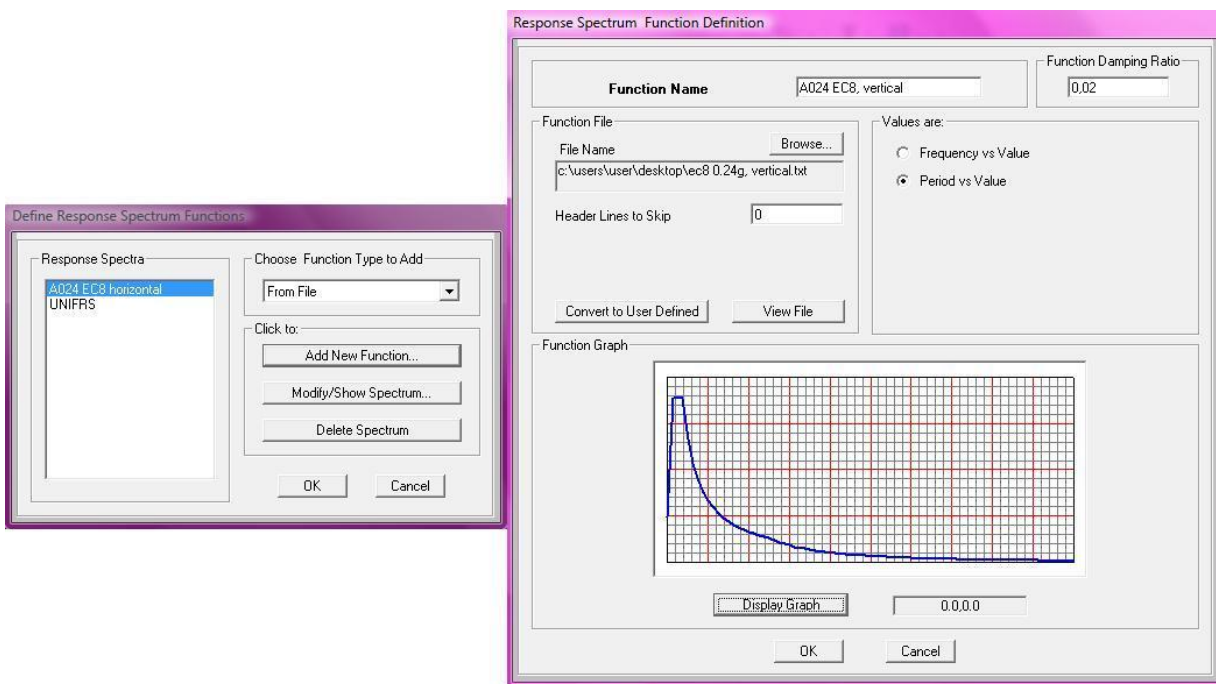
Στο Παράρτημα Γ επισυνάπτονται τα αντίστοιχα φύλλα εργασίας του Excel.

Define- Functions- Response Spectrum-

Επιλογές “From File” και “Add New Function”



Εικόνα 2.41α: Εισαγωγή Οριζόντιου Φάσματος EC8 για ZII ($a=0.24g$)



Εικόνα 2.41β: Εισαγωγή Κατακόρυφου Φάσματος EC8 για ZII ($a=0.24g$)

Εικόνα 2.41: Εισαγωγή Φάσματος EC8 για ZII ($a=0.24g$)

Define- Load Cases- Add New Load Case

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Ex Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1. GMC f2: 0.
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	A024 EC8 hc	1000
Accel	U1	A024 EC8 horiz	1000

Buttons: Add, Modify, Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.02 Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

Εικόνα 2.42α: Εισαγωγή Σεισμικής Δύναμης Ex για ZII ($a=0.24g$) κατά EC8

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Ey Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1. GMC f2: 0.
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	A024 EC8 hc	1000
Accel	U1	A024 EC8 horiz	1000

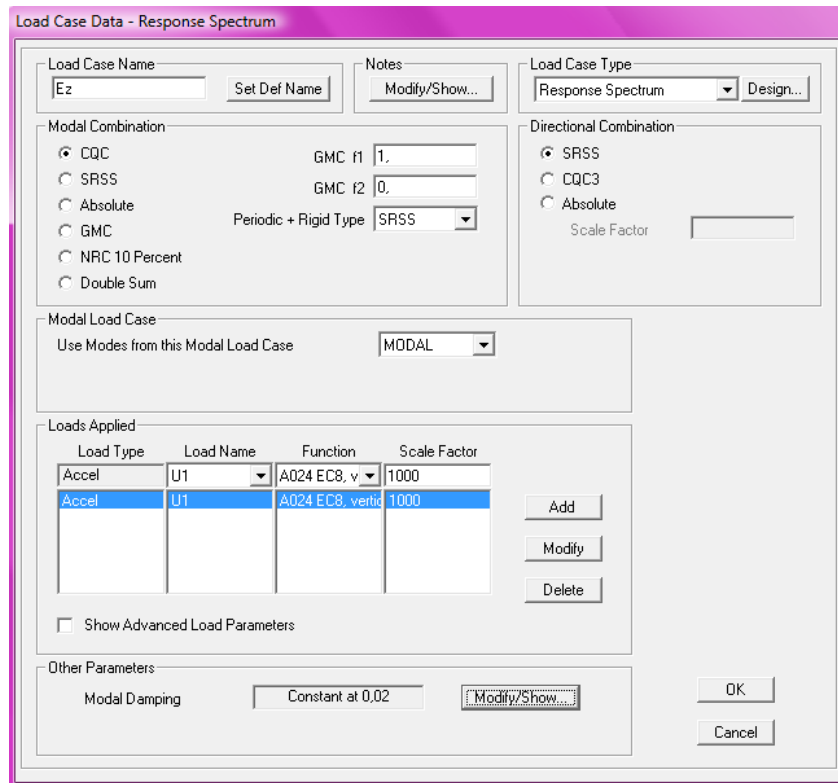
Buttons: Add, Modify, Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.02 Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

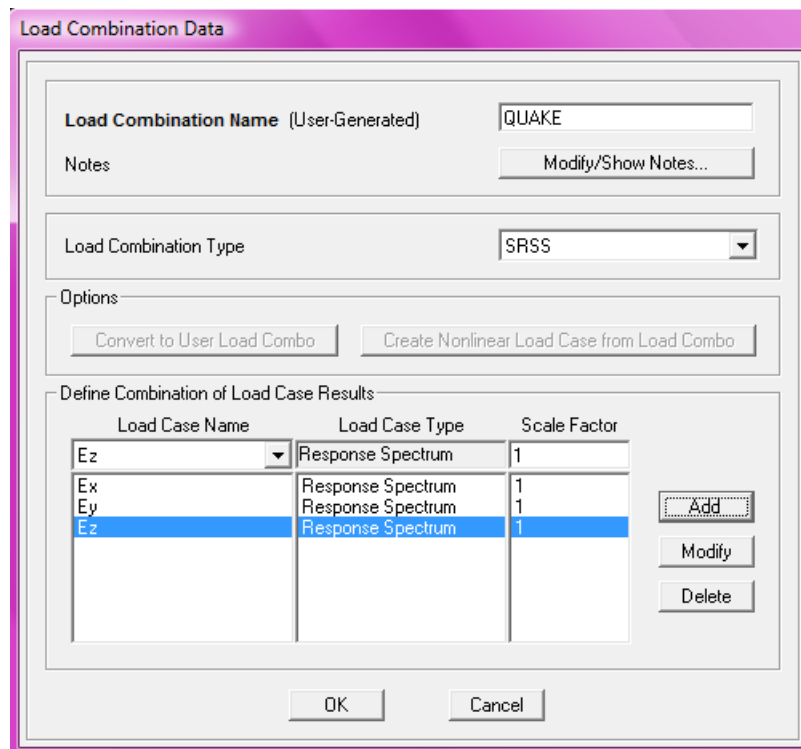
Εικόνα 2.42β: Εισαγωγή Σεισμικής Δύναμης Ey για ZII ($a=0.24g$) κατά EC8



Εικόνα 2.42γ: Εισαγωγή Σεισμικής Δύναμης Ez για ZII ($a=0.24g$) κατά EC8

Εικόνα 2.42: Εισαγωγή Σεισμικών Δυνάμεων για ZII ($a=0.24g$) κατά EC8

Define- Load Combinations- Add New Combo



Εικόνα 2.43: Εισαγωγή Σεισμικού Συνδυασμού για ZII ($a=0.24g$) κατά EC8

Είμαστε πλέον σε θέση να “τρέξουμε” την Δυναμική Φασματική Ανάλυση για ZII και να λάβουμε τα εντατικά και παραμορφωσιακά αποτελέσματα της:

Ακολουθώντας ακριβώς την ίδια διαδικασία- απλώς τροποποιώντας το ελαστικό φάσμα απόκρισης που εισήχθη στο πρόγραμμα κατά το στάδιο της Εικόνας 2.40, εξάγουμε τα αντίστοιχα αποτελέσματα και για εδαφική φασματική επιτάχυνση $a=0.36g$ (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 - «ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΗΣ»

Ακολουθώντας την συλλογιστική του κεφαλαίου 2, πριν προχωρήσουμε στην περιγραφή της μοντελοποίησης της θεμελίωσης της αιολικής μηχανής στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, version 15 και στην παράθεση των αποτελεσμάτων του συνόλου των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, κρίνουμε απαραίτητο να αφιερώσουμε χρόνο αφενός σε κάποιες βασικές γεωτεχνικές γνώσεις που είναι απαραίτητες για την πορεία αφετέρου στην θεωρητική περιγραφή του συμβατικού τρόπου θεμελίωσης της V90-2,0 MW, IEC III_A A/G.

3.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΙΑΣ ΤΥΠΙΚΗΣ ΑΙΟΛΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΗΣ ΞΗΡΑΣ Ή ΘΑΛΑΣΣΗΣ

Οι κατασκευές που προορίζονται να λειτουργήσουν ως A/G υπόκεινται σε ισχυρές ροπές ανατροπής και η θεμελίωσή τους πρέπει να αντέχει σε δυνάμεις θλιπτικές και ανιούσας έλξεως (εφελκυσμού). Στις περισσότερες των περιπτώσεων οι διακυμάνσεις θλιπτικών και εφελκυστικών καταπονήσεων εξαρτώνται από την ανεμοπίεση ενίοτε δε και από οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Μια ιδεατή θεμελίωση κατασκευής αυτού του τύπου πρέπει να γίνεται σε παρθένο έδαφος (χωρίς επιχώματα) το οποίο να έχει υποστεί την ελάχιστη παραμόρφωση στη φάση της εκσκαφής και η εγκατάσταση να είναι ελάχιστα εξαρτημένη από τη μεταβολή των εδαφικών συνθηκών. Επομένως για λόγους ασφαλείας αλλά και οικονομικούς πρέπει να αποφεύγονται μεγάλοι βάθους εκσκαφές και να γίνεται κατά το δυνατό χρήση παθητικών αγκυρίων και μικροπασσάλων.

Κατά τα γνωστά, η αρμοδιότητα της θεμελίωσης είναι η διασφάλιση της σταθερότητας της αιολικής μηχανής κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του έργου. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της μεταφοράς και διανομής στο έδαφος των φορτίων που ασκούνται είτε απευθείας στην θεμελίωση είτε αυτών που

μεταβιβάζονται σε αυτήν μέσω της ανωδομής. Οι μεταλλικοί πυλώνες ανεμογεννητριών λεπτότοιχου κολουροκωνικού κελύφους, όπως είδαμε αναλυτικά και στο Κεφάλαιο 2 της παρούσας εργασίας, -αν και αποτελούν φαινομενικά απλές κατασκευές- διακρίνονται από συγκεκριμένα χαρακτηριστικά, τα οποία καθιστούν τον σχεδιασμό τους ιδιαίτερο. Η βασική ιδιαιτερότητά τους έγκειται στο ότι υπόκεινται διαρκώς σε δυναμικές διεγέρσεις, όπως ο άνεμος και ο σεισμός επομένως η απόκρισή τους ενδέχεται να επηρεάζεται από το φαινόμενο της **Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Ανωδομής - Θεμελίωσης - Εδάφους** (βλέπε υποπαράγραφο §3.2.2 παρόντος κεφαλαίου).

3.1.1 Συμβατικές Μέθοδοι Θεμελίωσης Α/Γ

3.1.1.1 Συμβατικές Μέθοδοι Θεμελίωσης Α/Γ Ξηράς

Υπάρχουν πολλοί τρόποι θεμελίωσης μίας ανεμογεννήτριας ξηράς, οι οποίοι ωστόσο μπορούν να χωριστούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- ✓ Θεμελίωση μέσω εκτενούς πεδίλου
- ✓ Θεμελίωση με πασσάλους

Η βέλτιστη επιλογή του τύπου θεμελίωσης γίνεται φυσικά συναρτήσει των τοπικών γεωτεχνικών συνθηκών.

3.1.1.1.1 Θεμελίωση μέσω εκτενούς πεδίλου

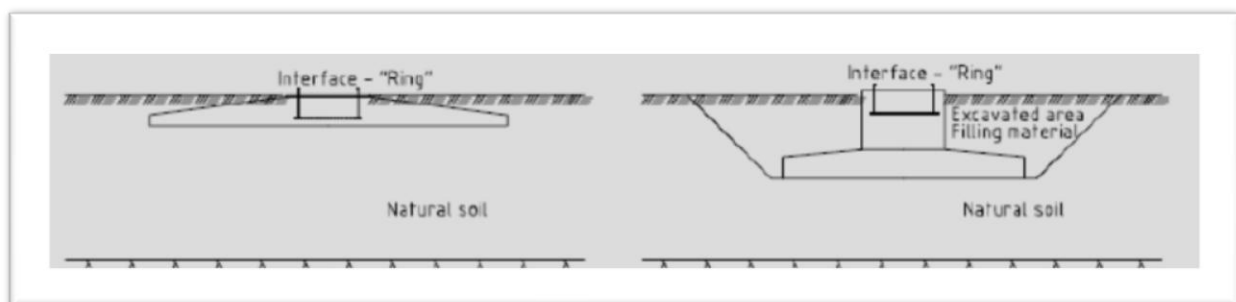
Ο πιο συνηθισμένος τρόπος είναι η επιφανειακή θεμελίωση (spread foundation ή slab foundation) που είναι ένα πέδιλο βαρύτητας το οποίο παρέχοντας ένα επαρκές βάρος αντιστέκεται στην ανατροπή από την δύναμη του ανέμου και διανέμει τα φορτία σε μία μεγάλη περιοχή του εδάφους. Συνήθως η πλάκα είναι κυλινδρικής ή τετραγωνικής διατομής και είναι κατασκευασμένη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όσο πιο μεγάλη είναι η επιφάνεια της βάσης τόσο μικρότερες είναι οι πιέσεις στο έδαφος, επομένως πρέπει να μειώνονται οι διαστάσεις του πεδίλου χωρίς να υπερβαίνονται οι επιτρεπόμενες τάσεις του εδάφους. Επιπλέον το πλάτος πρέπει να είναι επαρκές, ώστε να μην υπάρξει κίνδυνος ανατροπής του πύργου. Τέλος οι καθιζήσεις δεν

πρέπει να είναι πολύ μεγάλες ενώ το πιο σημαντικό είναι ο περιορισμός των διαφορικών καθιζήσεων ώστε να διατηρείται κατακόρυφος ο πύργος.



Εικόνα 3.1: Θεμελίωση μέσω εκτενούς πεδίου

Αυτού του τύπου η θεμελίωση είναι ιδανική για «καλά» εδάφη που δεν δίνουν μεγάλες καθιζήσεις ενώ επιδέχεται και περαιτέρω υποδιαίρεση σε **ρηχή θεμελίωση (shallow foundation)** η οποία εδράζεται κοντά στην επιφάνεια του εδάφους και σε **θεμελίωση βαρύτητας (gravity foundation)** η οποία εδράζεται σε κάποιο σημαντικό βάθος. Στην Εικόνα 3.2 που ακολουθεί, βλέπουμε μία σχηματική απεικόνιση όσων προηγήθηκαν:



Εικόνα 3.2: Σχηματική απεικόνιση της ρηχής θεμελίωσης και της θεμελίωσης βαρύτητας αντίστοιχα

Αξίζει να σημειωθεί ότι οι επιφανειακές θεμελιώσεις εν γένει ελέγχονται έναντι:

- ✓ Ανατροπής
- ✓ Αστοχίας φέρουσας ικανότητας
- ✓ Ολίσθησης
- ✓ Άνωσης
- ✓ Καθιζήσεων (ολικών και διαφορικών)

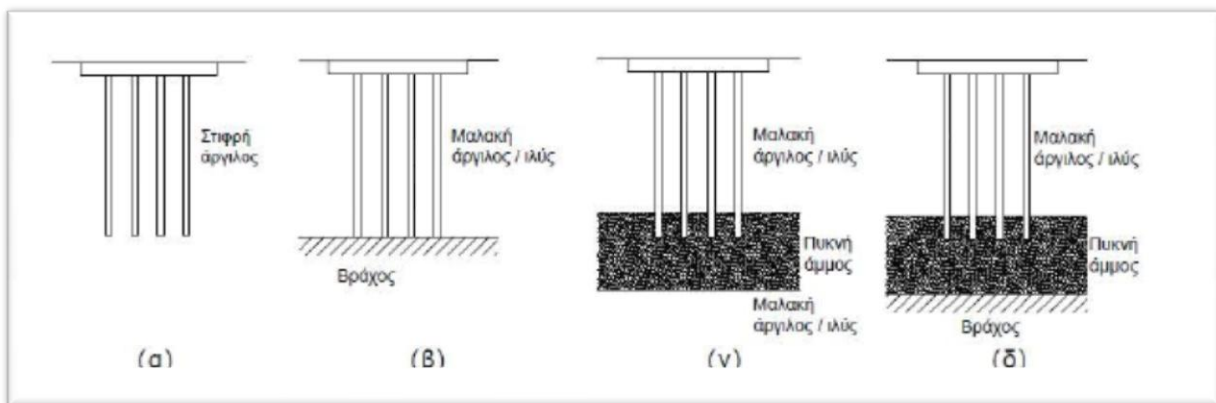
Αναλυτικότερα ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας μίας επιφανειακής θεμελίωσης αλλά και όλοι οι επιμέρους αναγκαίοι έλεγχοι, θα παρουσιασθούν στις υποπαραγράφους §3.2.1 έως §3.2.4.

3.1.1.1.2 Θεμελίωση με Πασσάλους

Οι **πάσσαλοι** ως στοιχεία θεμελιώσεων χρησιμοποιούνται συνήθως όταν μαλακά αργιλικά εδάφη υπέρκεινται στιφρών, για μεταβίβαση στο έδαφος υψηλών φορτίων με ταυτόχρονο περιορισμό καθιζήσεων, για την ανάληψη υψηλών φορτίων με τρόπο που να μην επηρεάζουν υπάρχουσες κατασκευές με επιφανειακές θεμελιώσεις, για την ανάληψη οριζοντίων φορτίων κλπ. Αν οι ιδιότητες του εδάφους δεν επαρκούν για να εδρασθεί επιφανειακή θεμελίωση, μία καλή λύση είναι η τοποθέτηση πασσάλων οι οποίοι οδηγούν το φορτίο σε βαθύτερα εδαφικά στρώματα αυξημένης αντοχής και δυστημσίας. Από άποψη λειτουργίας, η μεταφορά των φορτίων στο περιβάλλον έδαφος πραγματοποιείται τόσο μέσω της βάσης έδρασης των πασσάλων όσο και (κυρίως) μέσω της παράπλευρης επιφάνειάς τους, γεγονός το οποίο αποτελεί και την ουσιαστικότερη διαφορά τους από τις επιφανειακές θεμελιώσεις. Κατά συνέπεια οι πάσσαλοι είναι δυνατόν να διαχωρισθούν σε δύο βασικές κατηγορίες με βάση τον μηχανισμό μεταφοράς των φορτίων στο περιβάλλον έδαφος: στην περίπτωση κατά την οποία το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται κυρίως από στιφρή άργιλο σημαντικού πάχους, οι **πάσσαλοι τριβής** μεταβιβάζουν τα φορτία μέσω της πλευρικής τριβής που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια πασσάλου ~ εδάφους, ενώ στις περιπτώσεις κατά τις οποίες ένα στρώμα μαλακής αργίλου / ιλύος υπέρκειται ενός στρώματος πυκνής άμμου, αμμοχάλικου ή βράχου, οι πάσσαλοι

μεταφέρουν τα φορτία μέσω της αιχμής τους και κατά συνέπεια ονομάζονται **πάσσαλοι αιχμής**. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις εδαφικής διαστρωμάτωσης στις οποίες ενδείκνυται η χρησιμοποίηση πασσάλων δίνονται στην Εικόνα 3.3 που ακολουθεί.

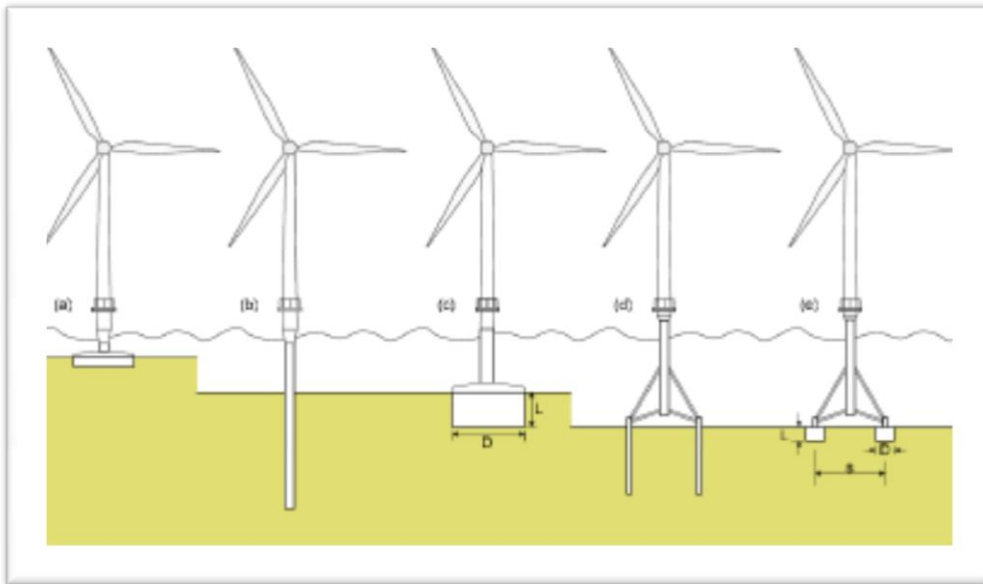
Εξαιτίας της μεγάλης καμπτικής ροπής από τον άνεμο, οι πάσσαλοι μπορούν να εκτεθούν σε εφελκυστικά φορτία, τα οποία πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν. Η σύνδεση μεταξύ των πασσάλων και της πλάκας είναι σημαντική για την κατανομή του φορτίου. Γενικά, η πλάκα (κεφαλόδεσμος) είναι μέσα στο έδαφος, όποτε το τελευταίο στην περίμετρο μπορεί να αντιστέκεται στις οριζόντιες δυνάμεις.



Εικόνα 3.3: Κατηγοριοποίηση πασσάλων βάσει του μηχανισμού μεταφοράς των φορτίων στο περιβάλλον έδαφος: (α) πάσσαλοι τριβής (β), (γ), (δ) πάσσαλοι αιχμής

3.1.1.2 Βασικές Μέθοδοι Θεμελίωσης Α/Γ Θαλάσσης

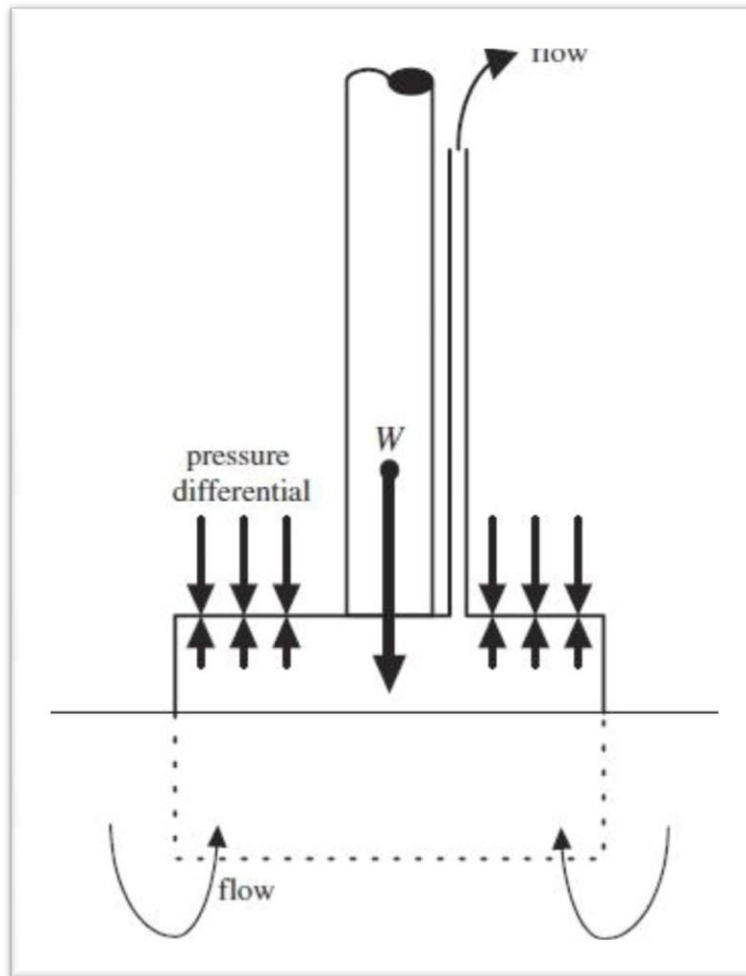
Η τεχνική θεμελίωσης που επιλέγεται στις υπεράκτιες αιολικές μηχανές, εξαρτάται κατά μείζονα λόγο από το βάθος του πυθμένα στο σημείο εγκαθίδρυσής τους. Όπως παρουσιάζεται και στην Εικόνα 3.4 που ακολουθεί, για ρηχά νερά (0-15 m) προτιμούνται οι θεμελιώσεις βαρύτητας (gravity foundation), για μεσαίου βάθους θάλασσες χρησιμοποιούνται κυρίως οι μονό-πάσσαλοι (mono pile) και η τεχνολογία του suction caisson την οποία θα δούμε και αναλυτικότερα παρακάτω, ενώ τέλος για μεγαλύτερα βάθη εφαρμόζεται είτε το τρίποδο (tripod) είτε μία κατασκευή με χρήση τριών ή τεσσάρων πασσάλων.



Εικόνα 3.4: Βασικές μέθοδοι θεμελίωσης υπεράκτιων Α/Γ, κατά αυξανόμενο βάθος πυθμένα

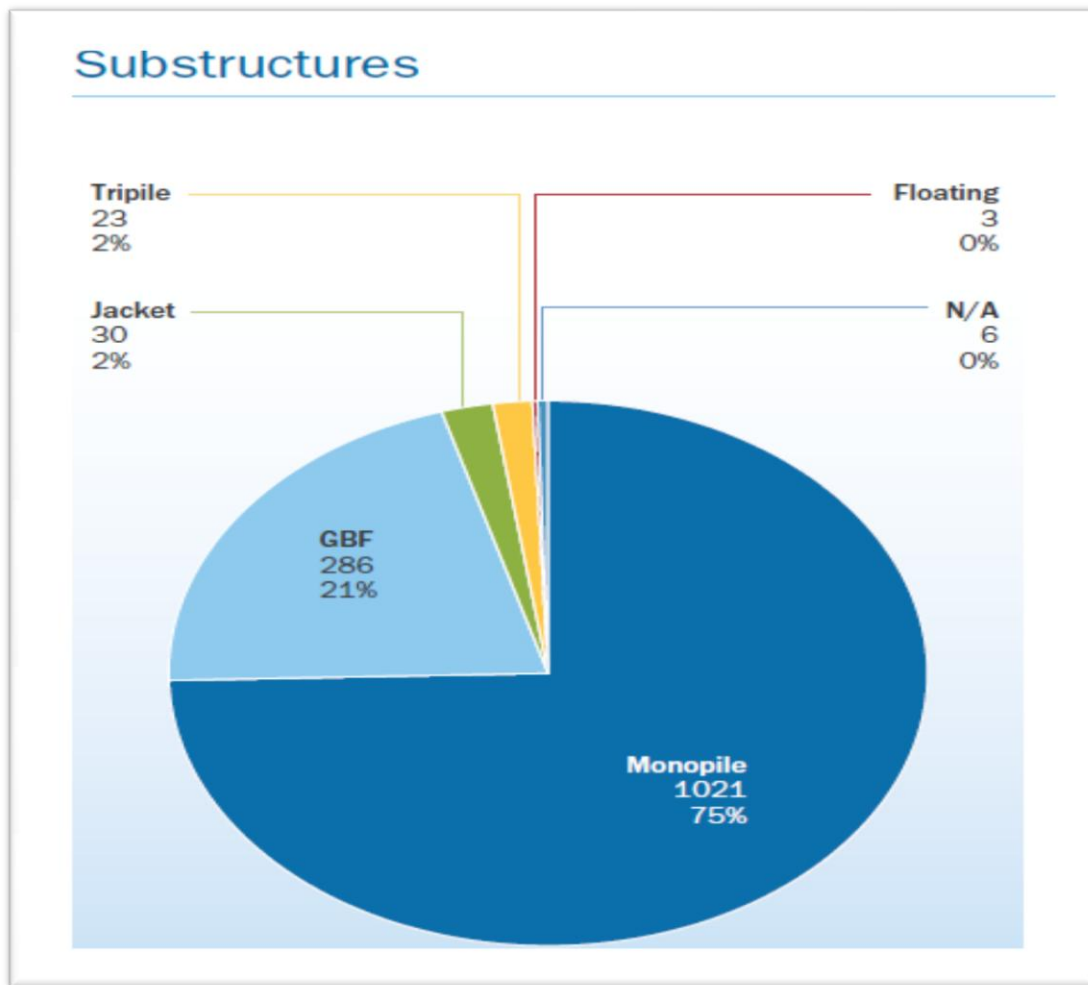
Αξίζει να σημειωθεί πως για μεγαλύτερα βάθη, οι διαστάσεις των συμβατικών τύπων θεμελίωσης αυξάνονται απαγορευτικά και το κόστος τους γίνεται αντικοινωνικό, γι' αυτό και έχουν προταθεί πλωτές ανεμογεννήτριες.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, μία πρωτοποριακή μέθοδος θεμελίωσης των Α/Γ θαλάσσης, είναι το suction caisson το οποίο ωστόσο βρίσκεται ακόμη σε ερευνητικό στάδιο. Πρόκειται για μία θεμελίωση που μοιάζει με «αναποδογυρισμένο κουβά». Ιδιαίτερο πλεονέκτημά της είναι η ευκολία και το μικρότερο (σε σχέση με τις συμβατικές θεμελιώσεις) κόστος εγκατάστασης. Το suction caisson ρυμουλκείται μέχρι το σημείο τοποθέτησής του και στην συνέχεια κατεβαίνει στο πυθμένα της θάλασσας με σταδιακή αφαίρεση νερού με την χρήση αντλίας (Εικόνα 3.5). Η διαφορά πίεσης συμβάλει στην τελική βύθιση του θεμελίου μέσα στο έδαφος. Αν και αυτή η πρόταση θα μπορούσε να αποτελέσει μια σοβαρή εναλλακτική πρόταση, δεν είναι ακόμα πλήρως γνωστή η συμπεριφορά του κάτω από δυσμενείς συνθήκες φόρτισης για μεγάλο χρονικό διάστημα.



Εικόνα 3.5: Μέθοδος εγκατάστασης suction caisson

Μέχρι στιγμής, το μεγαλύτερο κατασκευαστικό ενδιαφέρον έχει συγκεντρώσει το monopile. Πρόκειται ουσιαστικά για έναν μεταλλικό πάσσαλο με χαρακτηριστικές διαστάσεις διαμέτρου και βάθους έμπηξης. Η μέθοδος εγκατάστασης μπορεί να είναι η έμπηξη με ειδική σφύρα (driving piles), με εκσκαφή και ενίσχυση (drilling and grouting) ή με συνδυασμό των παραπάνω μεθόδων. Σύμφωνα με στοιχεία της E.W.E.A., το 75% του συνόλου των εγκατεστημένων υπεράκτιων ανεμογεννητριών μέχρι το 2011 θεμελιώθηκαν με monopile.



Εικόνα 3.6: Ποσοστά των επιλεγισών μεθόδων θεμελίωσης υπεράκτιων Α/Γ, έως και το 2011

3.1.2 Φορτία και Ανάλυση Σχεδιασμού Θεμελίου Χερσαίας Ανεμογεννήτριας

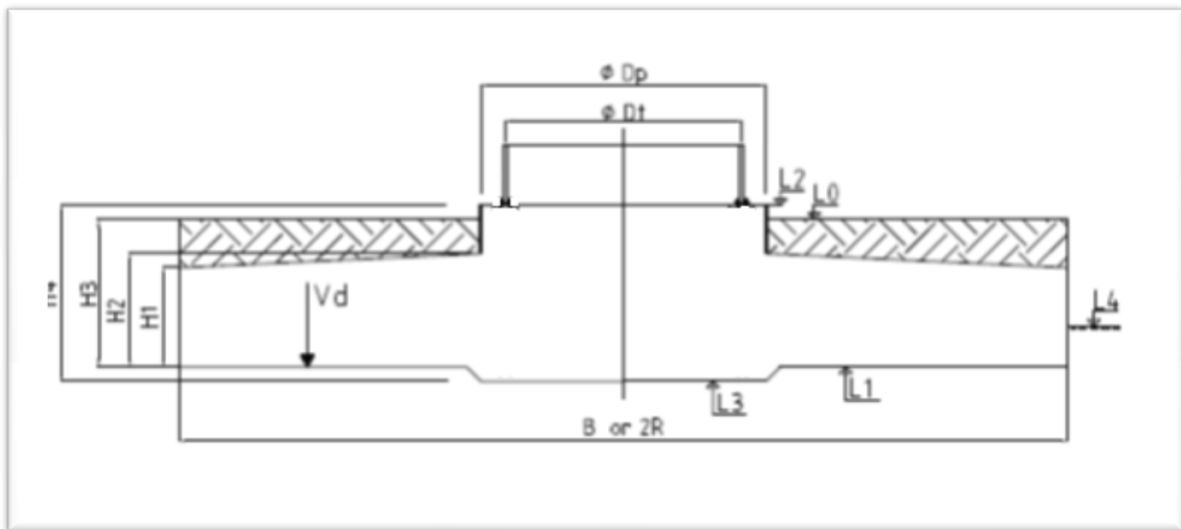
Στην ενότητα αυτή γίνεται μία προσπάθεια να επεξηγηθεί λεπτομερώς ο τρόπος υπολογισμού των φορτίων που ασκούνται στη θεμελίωση μίας τυπικής χερσαίας ανεμογεννήτριας οριζοντίου άξονα. Τα φορτία αυτά μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε δύο γενικές κατηγορίες:

- ✓ τα φορτία που ασκούνται απευθείας στο υπό εξέταση θεμέλιο
- ✓ τα φορτία τα οποία μεταδίδονται από την ανωδομή της αιολικής μηχανής στο θεμέλιό της

Οι θεμελιώσεις οφείλουν να σχεδιάζονται προκειμένου να αναλάβουν τις δύο αυτές κατηγορίες καθώς και τον συνδυασμό τους υπό τους κατάλληλους συντελεστές για κάθε περίπτωση.

3.1.2.1 Φορτία Ασκούμενα Απευθείας Στο Θεμέλιο

Υποδιαιρούνται με την σειρά τους σε δύο κατηγορίες, στα μόνιμα φορτία που προέρχονται από το ίδιο βάρος του υλικού του θεμελίου καθώς και στην επιπλέον φόρτιση από το βάρος των επιχωμάτων. Ο υπολογισμός τους είναι καθαρά θέμα γεωμετρικό:



Εικόνα 3.7: Σχηματική Τομή Συμβατικής Θεμελίωσης Χερσαίας Α/Γ

Νεκρό Φορτίο Θεμελίωσης:

$$F_{zc} = \rho_c \cdot \pi \cdot \left[R^2 \cdot H_1 + \frac{1}{3} \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H_2 - H_1) + r^2 \cdot (L_2 - L_1 - H_2) + r^2 \cdot (L_1 - L_3) \right] \quad (3.1)$$

Φορτίο Επιχωμάτων:

$$F_{zb} = \rho_b \cdot \left[\pi \cdot R^2 \cdot (L_0 - L_1 - H_1) - \frac{\pi}{3} \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H_2 - H_1) - \pi \cdot r^2 \cdot (L_0 - L_1 - H_2) \right] \quad (3.2)$$

όπου:

- ρ_c το ειδικό βάρος του χρησιμοποιούμενου σκυροδέματος
- ρ_b το ειδικό βάρος του υλικού επίχωσης

- όλες οι υπόλοιπες γεωμετρικές διαστάσεις όπως προσδιορίζονται στην Εικόνα 3.7

3.1.2.2 Φορτία που Μεταβιβάζονται από την Ανωδομή στη Θεμελίωση

Είναι εν γένει παραδεκτό πως η γεωμετρία της θεμελίωσης της Α/Γ καθορίζεται από τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που η ανωδομή της τελευταίας είναι εν δυνάμει να μεταβιβάσει υπό συνθήκες Κανονικές, Μη Κανονικές, Λειτουργίας και Κόπωσης. Αυτές τις εδαφικές αντιδράσεις τις λαμβάνουμε συνήθως από πειραματικές δοκιμές που πραγματοποιούνται από τις κατασκευάστριες εταιρείες και οι οποίες προσφέρονται στους μελετητές έτοιμες χωρίς ωστόσο να περιλαμβάνουν μερικούς συντελεστές ασφαλείας. Η επιβολή αυτών των μέγιστων εντατικών μεγεθών είναι σχεδόν επιβεβλημένη λόγω της δυσκολίας ακριβούς προσδιορισμού αφενός της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας μίας κατασκευής που κυριαρχείται από ανεμικά φορτία αφετέρου των απαιτήσεων ενός υπεδάφους εκτεθειμένου σε δυναμικά φορτία.

Αξίζει να σημειωθεί πως τα φορτία αυτά προκύπτουν από σύνθετες δράσεις κατά IEC61400 -επομένως εμπεριέχουν και την επίδραση του ανέμου. Ωστόσο, λόγω της δυσκολίας διαχωρισμού τους σε μόνιμη (ίδιον βάρος ανωδομής) και κινητή συνιστώσα (άνεμος) και δεδομένου ότι το νεκρό βάρος του πυλώνα συνιστά το κυριότερο μέρος του κατακόρυφου φορτίου, είναι σημαντικά υπέρ της ασφαλείας **τα φορτία αυτά να θεωρηθούν μόνιμα**.

Ποιοι είναι, όμως, οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για τα εντατικά αυτά μεγέθη προκειμένου και τον συνδυασμό αυτών με τη σεισμική απόκριση της ανωδομής; Οι μελετητές έχουν στα χέρια τους δύο διαφορετικά εργαλεία από όπου μπορούν να αντλήσουν κατευθυντήριες οδηγίες:

✓ **Συνδυαστική Χρήση του Ευρωκώδικα 1 και του Ευρωκώδικα 7**

Ο ENV 7 ορίζει τρεις διαφορετικές οριακές καταστάσεις, κάθε μία από τις οποίες μπορεί να είναι κρίσιμη για διαφορετικό θέμα σχεδιασμού και συνοδεύεται από διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας:

- **Απώλεια ισορροπίας του φορέα ή του εδάφους, θεωρούμενου ως στερεού σώματος, κατά την οποία οι αντοχές των δομικών υλικών και του εδάφους έχουν ασήμαντη συνεισφορά στην αντίσταση (EQU-Equilibrium Limit State):**

Πρέπει να επαληθεύεται ότι:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (3.3)$$

όπου

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (3.3\alpha)$$

και

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb} \quad (3.3\beta)$$

Για την επαλήθευση της οριακής κατάστασης ισορροπίας (EQU) πρέπει να εφαρμόζονται οι ακόλουθοι επιμέρους συντελεστές γ_F :

- $\gamma_{G:dst}$ σε αποσταθεροποιητικές δυσμενείς μόνιμες δράσεις
- $\gamma_{G:stb}$ σε σταθεροποιητικές ευνοϊκές μόνιμες δράσεις
- $\gamma_{Q:dst}$ σε αποσταθεροποιητικές δυσμενείς μεταβλητές δράσεις
- $\gamma_{Q:stb}$ σε σταθεροποιητικές ευνοϊκές μεταβλητές δράσεις

Δράση		Σύμβολο	Τιμή
Μόνιμη	Δυσμενής	$\gamma_{G:dst}$	1,1
	Ευνοϊκή	$\gamma_{G:stb}$	0,9
Μεταβλητή	Δυσμενής	$\gamma_{Q:dst}$	1,5
	Ευνοϊκή	$\gamma_{Q:stb}$	0

Πίνακας 3.1: Μερικοί Συντελεστές Ασφαλείας για EQU

- **Εσωτερική αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του φορέα ή των δομικών στοιχείων, στα οποία συμπεριλαμβάνονται, π.χ. θεμέλια, πάσσαλοι ή τοιχία υπογείου, κατά την οποία η αντοχή των δομικών υλικών έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση (STR- Structural Limit State)**

Πρέπει να επαληθεύεται ότι:

$$E_d \leq R_d \quad (3.4)$$

Οι επιμέρους συντελεστές των δράσεων μπορεί να εφαρμόζονται απ' ευθείας στις δράσεις (F_{rep}) ή στα αποτελέσματά τους (E):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (3.5\alpha)$$

ή

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (3.5\beta)$$

Οι επιμέρους συντελεστές μπορεί να εφαρμόζονται είτε στις ιδιότητες (X) είτε στις αντιστάσεις (R) του εδάφους είτε και στις δυο, ως ακολούθως:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (3.6\alpha)$$

ή

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad (3.6\beta)$$

ή

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad (3.6\gamma)$$

Για την επαλήθευση δομικών (STR) οριακών καταστάσεων πρέπει να εφαρμόζεται η ομάδα A1 ή η ομάδα A2 των ακολούθων επιμέρους συντελεστών στις δράσεις (γ_F) ή στα αποτελέσματα των δράσεων (γ_E):

- γ_G σε μόνιμες δυσμενείς ή ευνοϊκές δράσεις
- γ_Q σε μεταβλητές δυσμενείς ή ευνοϊκές δράσεις

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A ₁	A ₂
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,35	1,00
	Ευνοϊκή		1,00	1,00
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1,50	1,30
	Ευνοϊκή		0,00	0,00

Πίνακας 3.2: Μερικοί Συντελεστές Ασφαλείας για STR και GEO

- **Αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, κατά την οποία η αντοχή του εδαφικού ή βραχώδους υλικού έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση (GEO- Geotechnical Limit State)**

Ισχύει ό, τι και για την περίπτωση STR

✓ **Χρήση του Ευρωκώδικα IEC61400-1**

Στο Παράρτημα Α της παρούσας εργασίας, παρουσιάζουμε αναλυτικά τον Ευρωπαϊκό Κανονισμό για τις αιολικές μηχανές, IEC61400-1. Συγκεκριμένα, στους Πίνακες Α.2 & Α.3, περιγράφονται όλες οι εντατικές καταστάσεις προς έλεγχο και οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις αντίστοιχα. Συνοπτικά επαναλαμβάνουμε τις καταστάσεις σχεδιασμού κανονικής έναρξης παραγωγής ενέργειας της ανεμογεννήτριας, κανονικής διακοπής λειτουργίας, επείγουσας διακοπής λειτουργίας, “στάθμευσης” (ακινησίας ή ελαφριάς κίνησης), “στάθμευσης” λόγω βλάβης και συνθήκες μεταφοράς ή ανέγερσης.

Πρόκειται, επομένως, για συνδυασμένες καταστάσεις φόρτισης από τις οποίες προκύπτουν εντατικά μεγέθη ήδη συνδυασμένα μεταξύ τους- σε αντίθεση με την φιλοσοφία των υπολοίπων Ευρωκωδίκων και των Ελληνικών Κανονισμών όπου από μία φόρτιση προκύπτει ομάδα εντατικών

μεγεθών τα οποία στη συνέχεια συνδυάζονται χρήσει κατάλληλων συντελεστών.

Οι ανεμογεννήτριες κατατάσσονται σε κλάσεις ανέμου βάσει του προτύπου IEC61400-1, επομένως ο υπολογισμός των συνδυασμών δράσεων με τη φιλοσοφία του τελευταίου κρίνεται καταρχάς ορθότερος. Ωστόσο, δεδομένου ότι το εν λόγω πρότυπο δεν ασχολείται εκτενώς με την σεισμική φόρτιση, καταλήγουμε πως απαιτείται ένας συνδυασμός των δύο κανονισμών.

Με βάση όλα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, οι συνδυασμοί δράσεων που επιβάλλεται να γίνουν- εννέα (9) στο σύνολο- προκειμένου την ορθή μεταβίβαση των φορτίων της ανωδομής της αιολικής μηχανής στην θεμελίωση αυτής, είναι:

- Για extreme load case (βάσει των δεδομένων της κατασκευάστριας εταιρείας)

$$1,35 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 1,35 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy}) \quad (3.7)$$

$$1,00 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy}) \quad (3.8)$$

$$0,90 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z + 1,35 \cdot (F_{xy}, M_{xy}) \quad (3.9)$$

- Για normal load case (βάσει των δεδομένων της κατασκευάστριας εταιρείας)

$$1,35 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 1,35 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy}) \quad (3.10)$$

$$1,00 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy}) \quad (3.11)$$

$$0,90 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z + 1,35 \cdot (F_{xy}, M_{xy}) \quad (3.12)$$

$$1,00 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_1) \quad (3.13)$$

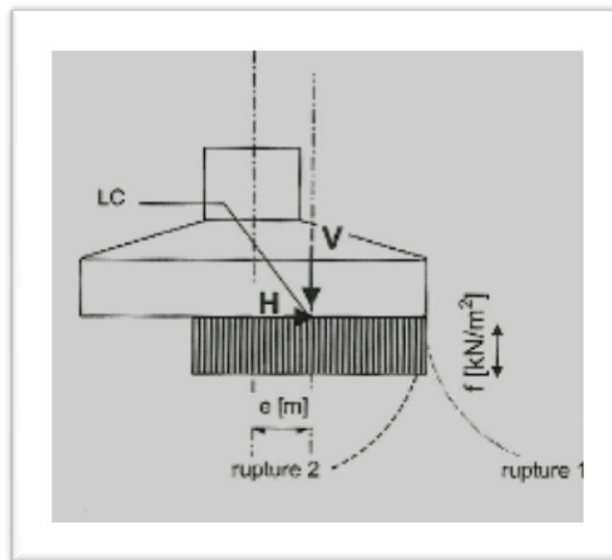
$$1,00 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_2) \text{ (αφαίρεση αξονικού)} \quad (3.14)$$

$$0,90 \cdot (\text{IB θεμελίου} + \text{IB επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z \text{ (αφαίρεση Wind - E}_2\text{)} + 1,00 \cdot (F_{xy}, M_{xy}) \quad (3.15)$$

3.2 ΒΑΣΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.2.1 Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας Επιφανειακής Θεμελίωσης

Όλα τα φορτία που δρουν επί του θεμελίου- συμπεριλαμβανομένων και αυτών που μεταβιβάζονται από την ανωδομή της αιολικής μηχανής- μεταφέρονται στη στάθμη θεμελίωσης και συνδυάζονται σε τελικές δρώσες δυνάμεις H και V , στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση αντίστοιχα, στην διεπιφάνεια θεμελίου - υπεδάφους.



Εικόνα 3.8: Φόρτιση Θεμελίου υπό Εξιδανικευμένες Συνθήκες

Στο εξής, θεωρείται ότι οι δυνάμεις H και V είναι δράσεις σχεδιασμού, δηλαδή χαρακτηριστικά φορτία που έχουν ήδη πολλαπλασιαστεί με τους σχετικούς μερικούς συντελεστές ασφαλείας. Μέσω του σημείου φόρτισης- συμβολίζεται ως LC στην Εικόνα 3.8 και είναι το σημείο εκείνο όπου οι εν λόγω δυνάμεις τέμνουν την διεπιφάνεια θεμελίου - υπεδάφους-, εισάγεται μία εκκεντρότητα e της κατακόρυφης δύναμης V αναφορικά με τον κεντροβαρικό άξονα του θεμελίου. Η εκκεντρότητα αυτή υπολογίζεται ως

$$e = \frac{M_d}{V_d} \quad (3.16)$$

όπου ως M_d συμβολίζεται η συνολική ροπή ανατροπής στη διεπιφάνεια θεμελίωσης - υπεδάφους.

Για να θεωρηθεί ότι η εκκεντρότητα της φόρτισης είναι εντός ανεκτών ορίων τίθενται οι ακόλουθοι περιορισμοί:

$$\begin{aligned} e &\leq \frac{B}{3} \text{ για ορθογωνικό θεμέλιο} \\ e &\leq 0,60 \cdot R \text{ για κυκλικό θεμέλιο} \end{aligned} \quad (3.17)$$

Όταν μία στρεπτική ροπή M_z εφαρμόζεται σε μία επιφανειακή θεμελίωση, η αλληλεπίδρασή της με τις προαναφερθείσες δυνάμεις H και V μπορεί να ληφθεί υπ' όψιν μέσω της αντικατάστασης των H και M_z με μία ισοδύναμη οριζόντια ώθηση H' . Πλέον, η φέρουσα ικανότητα της επιφανειακής θεμελίωσης αξιολογείται μέσω του συνδυασμού δράσεων (H' , V) αντί του αρχικού (H , V). Κατά τον Hansen (1978), η ισοδύναμη οριζόντια ώθηση υπολογίζεται μέσω του τύπου

$$H' = \frac{2 \cdot M_z}{l_{eff}} + \sqrt{H^2 + \left(\frac{2 \cdot M_z}{l_{eff}}\right)^2} \quad (3.18)$$

όπου l_{eff} είναι το μήκος της ενεργούς περιοχής όπως καθορίζεται παρακάτω.

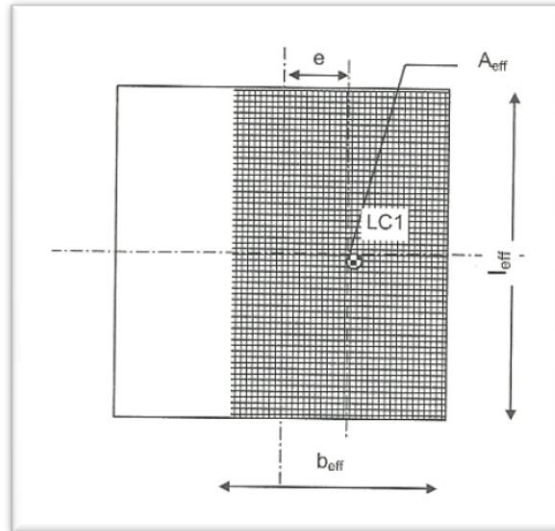
Προς χρησιμοποίησή της κατά τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας μίας επιφανειακής θεμελίωσης, ορίζουμε ένα πλασματικό μέγεθος που καλείται **ενεργός περιοχή** και συμβολίζεται A_{eff} . Η ενεργός περιοχή “κατασκευάζεται” κατά τέτοιο τρόπο ώστε το γεωμετρικό της κέντρο να ταυτίζεται με το σημείο φόρτισης LC (Εικόνα 3.8) ενώ ταυτοχρόνως τα όρια της να ακολουθούν κατά το δυνατόν τα εξωτερικά όρια της πραγματικής έδρασης του θεμελίου.

✓ Για ένα τετραγωνικό θεμέλιο πλάτους b , η ενεργός περιοχή A_{eff} ορίζεται ως

$$A_{\text{eff}} = b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \quad (3.19)$$

όπου οι ενεργές διαστάσεις b_{eff} και l_{eff} καθορίζονται από το πλέον κρίσιμο φορτισιακό σενάριο:

- Σενάριο 1: Φορτίο με εκκεντρότητα ως προς τον ένα από τους δύο άξονες συμμετρίας



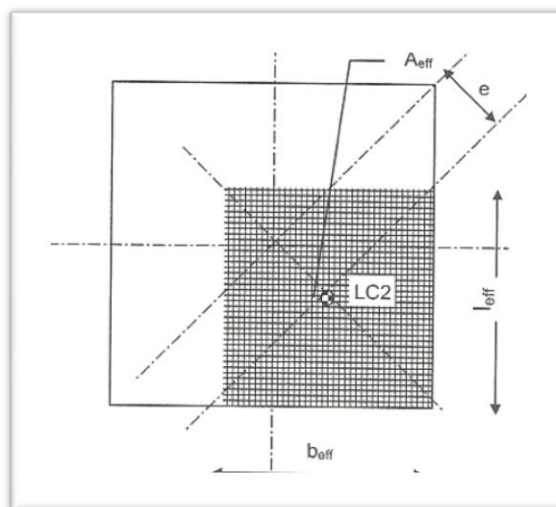
Εικόνα 3.9: Ενεργός περιοχή Τετραγωνικού Θεμελίου με Μονοαξονική εκκεντρότητα

$$b_{\text{eff}} = b - 2 \cdot e$$

$$l_{\text{eff}} = b$$

$$(3.20)$$

- Σενάριο 2: Φορτίο με εκκεντρότητα ως προς και τους δύο άξονες συμμετρίας



Εικόνα 3.10: Ενεργός περιοχή Τετραγωνικού Θεμελίου με Διαξονική εκκεντρότητα

$$b_{\text{eff}} = l_{\text{eff}} = b - e \cdot \sqrt{2} \quad (3.21)$$

- ✓ Για ένα κυκλικό θεμέλιο ακτίνας R , μία ελλειπτική ενεργός περιοχή A_{eff} ορίζεται ως

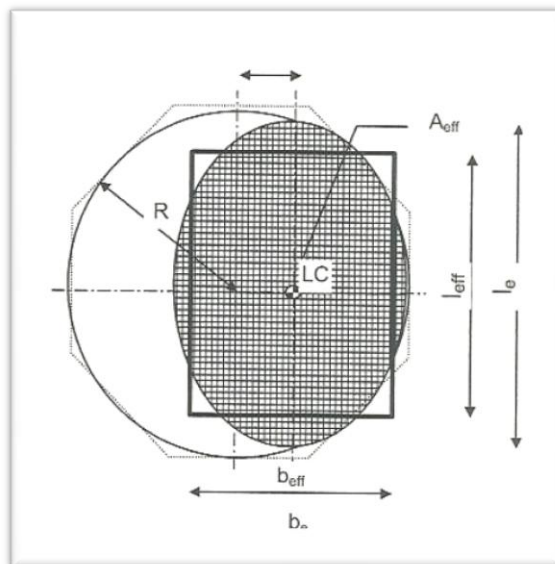
$$A_{\text{eff}} = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad (3.22)$$

με κύριους άξονες

$$b_e = 2 \cdot (R - e)$$

και

$$l_e = 2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2} \quad (3.23)$$



Εικόνα 3.11: Ενεργός περιοχή Κυκλικού Θεμελίου

Όπως φαίνεται και στην παραπάνω Εικόνα 3.11, η ενεργός περιοχή ενός κυκλικού θεμελίου, μπορεί να αναπαρασταθεί ως ένα ορθογώνιο με τις ακόλουθες διαστάσεις:

$$l_{\text{eff}} = \sqrt{A_{\text{eff}} \cdot \frac{l_e}{b_e}}$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{l_{\text{eff}}}{l_e} \cdot b_e \quad (3.24)$$

Για πλήρως στραγγισμένες συνθήκες και για διάρρηξη τύπου 1, όπως αναπαριστάται στην Εικόνα 3.8, ο ακόλουθος τύπος μπορεί να εφαρμοστεί για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας ενός θεμελίου με οριζοντιοποιημένη βάση:

$$q_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b_{eff} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + p_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \quad (3.25)$$

Για αστράγγιστες συνθήκες, που συνεπάγονται $\phi=0$, βρίσκει εφαρμογή ο παρακάτω τύπος:

$$q_d = c_{ud} \cdot N_c^0 \cdot s_c^0 \cdot i_c^0 + p_0 \quad (3.26)$$

όπου:

- q_d είναι η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού (kN/m^2)
- γ το ενεργό ειδικό βάρος του υπεδάφους (kN/m^3)
- p_0 οι ενεργές υπερκείμενες εδαφικές πιέσεις στη στάθμη διεπιφάνειας θεμελίου - υπεδάφους (kN/m^2)
- c_d η συνοχή σχεδιασμού ή η αστράγγιστη διατμητική αντοχή σχεδιασμού (kN/m^2)
- N_γ, N_q, N_c : οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας (αδιάστατοι)

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \cot \phi \\ N_\gamma &= \frac{1}{4} \cdot [(N_q - 1) \cdot \cos \phi]^{\frac{3}{2}} \end{aligned} \quad (3.27)$$

- s_γ, s_q, s_c : οι συντελεστές σχήματος (αδιάστατοι)

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}}$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \sin\varphi$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad (3.28)$$

- i_γ, i_q, i_c : οι συντελεστές κλίσης (αδιάστατοι)

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{(m+1)}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$$

$$i_c = 0.5 \cdot \left\{1 + \left[\sqrt{1 - \frac{H}{A \cdot Cu}}\right]\right\}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}}}{1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}}} \quad (3.29)$$

3.2.2 Επιφανειακή Θεμελίωση με Υπερβολικά Έκκεντρα Φόρτιση

Όπως αναφέραμε και νωρίτερα, όλα όσα αναφέρθηκαν στην παραπάνω υποπαράγραφο, αναφέρονται σε επιφανειακές θεμελιώσεις με εκκεντρότητα φορτίου εντός των ανεκτών ορίων των εξισώσεων (3.17). Στις περιπτώσεις όπου η εκκεντρότητα υπερβαίνει αυτά τα όρια, η μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου αντικαθίσταται από τους παρακάτω υπολογισμούς:

➤ Περίπτωση Στραγγισμένης Φόρτισης

Η μέγιστη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου δίνεται από τον τύπο

$$R/A' = \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (3.30)$$

όπου

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan\varphi} \cdot \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\right)^2 \quad (3.31)$$

$$N_\gamma = 0,25 \cdot [(N_q - 1) \cdot \cos\varphi]^{3/2} \quad (3.32)$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \cdot \sin\varphi \quad (3.33)$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad (3.34)$$

$$i_q = 1 + \frac{H}{V} \quad (3.35)$$

$$i_{\gamma} = i_q^2 \quad (3.36)$$

➤ Περίπτωση Αστράγγιστης Φόρτισης

Η μέγιστη φέρουσα ικανότητα του θεμελίου δίνεται από τον τύπο

$$R/A' = N_c \cdot C_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot 1.05 \quad (3.37)$$

όπου

$$N_c = \pi + 2 \quad (3.38)$$

$$s_c = 1 + 0,20 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \text{ (ορθογωνικό θεμέλιο)} \quad (3.39)$$

$$s_c = 1,20 \text{ (κυκλικό θεμέλιο)} \quad (3.40)$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B_{eff}}{L_{eff}} \quad (3.41)$$

$$i_{c0} = \sqrt{0,50 + 0,50 \cdot \sqrt{1 + \frac{H}{A \cdot C_u}}} \quad (3.42)$$

3.2.3 Έλεγχος έναντι Ολίσθησης Επιφανειακής Θεμελίωσης

Στις περιπτώσεις όπου στην επιφανειακή θεμελίωση επιδρούν σημαντικές οριζόντιες δυνάμεις, είναι πιθανόν η ολίσθηση, να είναι μία κρίσιμη εντατική κατάσταση και για τον λόγο αυτόν ο Ευρωκώδικας 7 ορίζει τον τρόπο του σχετικού ελέγχου:

➤ Περίπτωση Στραγγισμένης Φόρτισης

$$H < V \cdot \tan \varphi \quad (3.43)$$

➤ Περίπτωση αστράγγιστης Φόρτισης

$$H < A' \cdot C_{ud} \quad (3.44)$$

$$H < 0,40 \cdot V \quad (3.45)$$

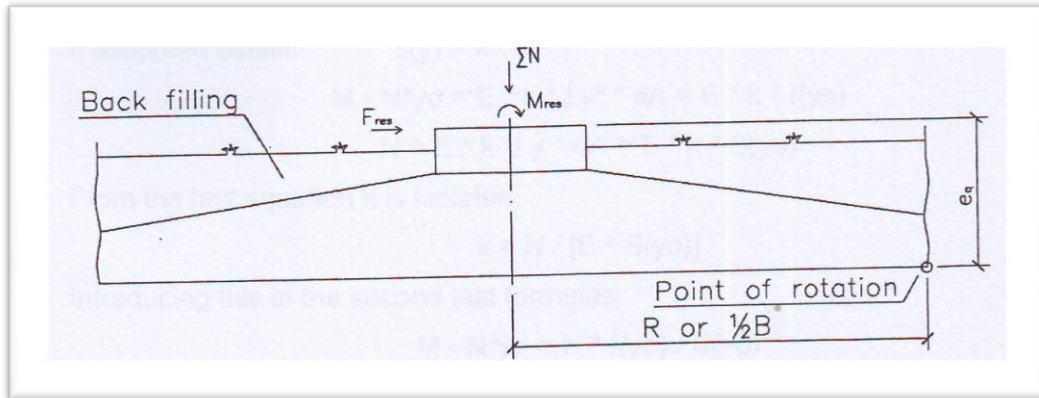
3.2.4 Έλεγχοι Συνολικής Σταθερότητας Επιφανειακής Θεμελίωσης

Κατά τους ελέγχους της Οριακής Κατάστασης Ισορροπίας (EQU- Equilibrium Limit State), το υποκείμενο έδαφος και το σώμα του θεμελίου θεωρούνται άκαμπτα σώματα ενώ η θεμελίωση λαμβάνεται ως εδραζόμενη σε οριζόντιο επίπεδο. Επιπλέον υποθέτουμε πως σε περίπτωση απώλειας επαφής μεταξύ θεμελίου και υπεδάφους, η θεμελίωση θα περιστραφεί είτε γύρω από μία από τις κορυφές της εάν πρόκειται για τετραγωνική επιφανειακή θεμελίωση είτε γύρω από μία εφαπτόμενή της εάν επρόκειτο για κυκλική. Ο έλεγχος της συνολικής σταθερότητας ενός θεμελίου είναι στην ουσία η σύγκριση όλων των σταθεροποιητικών και αποσταθεροποιητικών ροπών που δρουν επάνω σε αυτό:

$$\gamma = \frac{\text{σταθεροποιητικές ροπές σχεδιασμού}}{\text{αποσταθεροποιητικές ροπές σχεδιασμού}} \geq 1,00 \quad (3.46)$$

Ως σταθεροποιητικές ροπές (Stabilising Moments) λαμβάνουμε τις προερχόμενες από το νεκρό φορτίο του πυλώνα της αιολικής μηχανής, από το νεκρό φορτίο της ίδιας της θεμελίωσης, από το νεκρό φορτίο των επιχωμάτων και τέλος από την δύναμη της άνωσης (εφ' όσον η τελευταία εφαρμοστεί με αρνητικό πρόσημο). Όλες οι προαναφερθείσες δυνάμεις δίνουν ροπές σταθεροποιητικές λόγω εκκεντρότητας $B/2$ ή R .

Αντιστοίχως, ως αποσταθεροποιητικές ροπές (Destabilising Moments) λαμβάνουμε την δρώσα καμπτική ροπή στη βάση του πυλώνα της ανεμογεννήτριας καθώς και την προερχόμενη από την διατμητική δύναμη επίσης στη βάση της ανωδομής με εκκεντρότητα ίση με το συνολικό ύψος του θεμελίου.



Εικόνα 3.12: Σταθεροποιητικές και Αποσταθεροποιητικές Ροπές Θεμελίωσης

3.2.5 Αλληλεπίδραση Εδάφους ~ Κατασκευής

Το πρόβλημα της ανάλυσης της σεισμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής προκύπτει προφανώς από το γεγονός ότι κατά την εκδήλωση του υπό εξέταση σεισμικού φαινομένου, πραγματικού ή υποθετικού, το οποίο υιοθετείται για τις ανάγκες του σχεδιασμού, η κατασκευή βρίσκεται συνεχώς ή κατά διαστήματα σε επαφή με το έδαφος. Τα δύο αυτά σώματα επομένως, μαζί με οποιοδήποτε άλλο σώμα βρίσκεται κατά τη διάρκεια του φαινομένου σε άμεση ή έμμεση (μέσω άλλου σώματος) επαφή μαζί τους, αποτελούν ένα ενιαίο σύστημα, μεταξύ των διαφόρων τμημάτων του οποίου μεταφέρονται, κατά τη διάρκεια του σεισμού και εξαιτίας του σεισμού, ενέργεια και ορμή. Ο δε τρόπος με τον οποίον κατανέμονται ανά πάσα χρονική στιγμή της εξέλιξής του φαινομένου η ενέργεια και η ορμή στα διάφορα μέρη του συστήματος εξαρτάται σχεδόν αποκλειστικά από τη συσχέτιση των δυναμικών χαρακτηριστικών των μερών αυτών, δηλαδή τη συσχέτιση της πυκνότητας της δυσπαραμορφωσιμότητας και των ποικίλων μηχανισμών μετατροπής μηχανικής ενέργειας σε θερμική. Αυτό σημαίνει ότι όχι μόνο η εκδήλωση του σεισμικού φαινομένου μέσα στο στερεό φλοιό επηρεάζει την κατασκευή προκαλώντας μεταβολή της κινητικής της κατάστασης, πράγμα που είναι προφανές, αλλά και ότι η ύπαρξη της κατασκευής και η απόκρισή της στο φαινόμενο

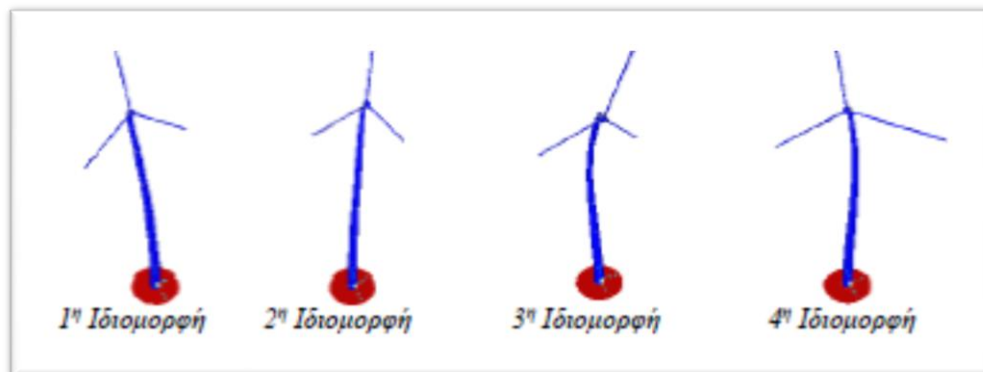
επηρεάζουν την εξέλιξη του φαινομένου στο υπόλοιπο σύστημα, εξαναγκάζουν δηλαδή το φαινόμενο να εξελιχθεί με διαφορετικό τρόπο από αυτόν με τον οποίο θα εξελισσόταν αν η κατασκευή δεν υπήρχε. Για τους ίδιους λόγους η απόκριση οποιασδήποτε κατασκευής επηρεάζεται επίσης από την απόκριση των υπολοίπων κατασκευών που βρίσκονται στην περιοχή εκδήλωσης του σεισμικού φαινομένου. Η αλληλεπίδραση αυτή μπορεί σε ορισμένες περιπτώσεις γειτονικών κατασκευών να είναι σημαντική και τότε παρατηρείται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης κατασκευής-εδάφους-κατασκευής.

Η πραγματική σεισμική φόρτιση του φορέα δεν μπορεί να είναι πλήρως γνωστή, ακόμη και όταν η σεισμική ένταση έχει προκαθοριστεί. Στην πραγματικότητα, η επιβαλλόμενη σεισμική φόρτιση στον φορέα εξαρτάται από την απόκριση του ίδιου του φορέα. Η αλληλεπίδραση αυτή οφείλεται στην επαφή μεταξύ θεμελίου και εδάφους (Soil-Structure Interaction, SSI), και είναι σημαντική σε περιπτώσεις μαλακών εδαφών που παρουσιάζουν έντονη παραμόρφωση. Η αύξηση της ιδιοπεριόδου του φορέα (μείωση της ιδιοσυχνότητας), λόγω της παραμόρφωσης του εδάφους, σε συνδυασμό με τα συμβατικά φάσματα επιτάχυνσης, οδηγεί σχεδόν πάντα σε μικρότερες επιταχύνσεις του φορέα και του θεμελίου. Έτσι, η σημασία της αλληλεπίδρασης παραβλέπεται, συνήθως, υπέρ της ασφαλείας. Για τον λόγο αυτό, στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, δεν κρίθηκε απαραίτητη η ενασχόληση με το εν λόγω φαινόμενο.

Εντούτοις, για λόγους πληρότητας κρίνεται σκόπιμη η παρουσίαση της ενδεδειγμένης μεθόδου αντιμετώπισης του θέματος δεδομένου ότι η αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου λόγω της SSI μπορεί να οδηγήσει και σε αύξηση της απόκρισης (παρά την ενδεχόμενη αύξηση της απόσβεσης), η οποία έρχεται σε αντίθεση με την αναμενόμενη απόκριση που προκύπτει από την ανάλυση με το συμβατικό φάσμα σχεδιασμού. Σαν παράδειγμα παρατίθεται, ο σεισμός στο Μεξικό που ήταν ιδιαίτερα καταστρεπτικός για 12-όροφα κτίρια θεμελιωμένα σε μαλακό έδαφος, στα οποία παρατηρήθηκε, λόγω της SSI, αύξηση ιδιοπεριόδου κατά 1 έως 2 δευτερόλεπτα, από την αντίστοιχη με θεώρηση πλήρους πάκτωσης.

Συνάγεται, ως εκ τούτου, το συμπέρασμα ότι η επίδραση της SSI επί της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών απαιτεί προσεκτική αξιολόγηση του εισαγόμενου σεισμικού κραδασμού και των εδαφολογικών συνθηκών. Η χρήση συμβατικών φασμάτων σχεδιασμού και απλοποιητικών παραδοχών για το εδαφικό προφίλ μπορεί, σε πολλές περιπτώσεις, να οδηγήσει σε αύξηση της απόκρισης και των δυναμικών χαρακτηριστικών των κατασκευών. Η σημασία του γεγονότος αυτού έχει αναγνωριστεί από τους ερευνητές και για τις περιπτώσεις των ανεμογεννητριών και έχει χαρακτηριστεί ως πολύ σημαντική.

Προκειμένου να εξετασθεί η αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης επί της απόκρισης της εξεταζόμενης ανεμογεννήτριας, γίνεται αρχικά ιδιομορφική επίλυσή της, θεωρώντας ότι είναι πλήρως πακτωμένη στη βάση της (Εικόνα 3.13). Από την επίλυση προκύπτουν και τα εντατικά μεγέθη σεισμού N_{Ed} και M_{Ed} στη βάση.

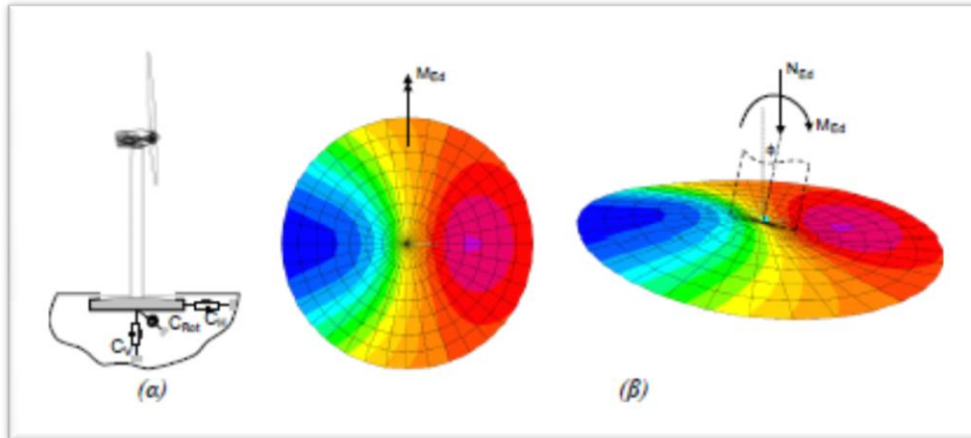


Εικόνα 3.13: Προσομοίωση Α/Γ με θεώρηση πλήρους πάκτωσης στη βάση τους

Ακολούθως, γίνεται προσομοίωση της επαφής του θεμελίου με το έδαφος μέσω μη γραμμικών ελατηρίων μονόπλευρης επαφής (Link – gap elements) με δείκτη αντίστασης εδάφους k_s (Εικόνα 3.14α). Αξίζει να σημειωθεί πως στην περιφέρεια του θεμελίου η τιμή αυτή προσαυξάνεται κατά 100 % ($2 \cdot k_s$). Οι επιλύσεις γίνονται με μη γραμμικές μεθόδους ώστε να ληφθεί υπόψη η διαφορετική δυσκαμψία που παρουσιάζουν τα στοιχεία μονόπλευρης επαφής σε θλιπτικά και εφελκυστικά φορτία.

Η διαδικασία της ανάλυσης είναι επαναληπτική. Αρχικά, εισάγονται στο θεμέλιο (Εικόνα 3.14β) τα εντατικά μεγέθη N_{Ed} και M_{Ed} που προέκυψαν από την

ανάλυση της ανεμογεννήτριας με θεώρηση πλήρους πάκτωσης της βάσης της. Από την επίλυση του θεμελίου υπολογίζεται η στροφή φ και η στροφική του δυσκαμψία $C_{rot} = M_{Ed}/\varphi$. Η τιμή αυτή εισάγεται στη βάση της ανεμογεννήτριας και γίνεται νέα επίλυσή της με το φάσμα σχεδιασμού, όπου πλέον λαμβάνεται υπόψη η στροφική ικανότητα του θεμελίου της.



Εικόνα 3.14: Προσομοίωση της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους με χρήση μη γραμμικών ελατηρίων (α) και κατακόρυφες μετακινήσεις και στροφή του θεμελίου για τη φόρτιση με σεισμικά φορτία (β)

Από την ανάλυση προκύπτουν νέες τιμές ιδιομορφών και εντατικών μεγεθών $N_{Ed,new}$ και $M_{Ed,new}$. Οι τιμές αυτές εισάγονται πάλι στο θεμέλιο και επαναυπολογίζεται η νέα στροφή φ_{new} και η νέα στροφική δυσκαμψία $C_{rot,new} = M_{Ed,new} / \varphi_{new}$. Η επαναληπτική αυτή διαδικασία ολοκληρώνεται όταν επιτευχθεί σύγκλιση μεταξύ της τιμής στροφικής δυσκαμψίας του τρέχοντος βήματος $C_{rot,j}$ και της αντίστοιχης του προηγούμενου βήματος $C_{rot,j-1}$. Οι ιδιομορφές και τα εντατικά μεγέθη σεισμού που προκύπτουν μετά το πέρας της σύγκλισης έχουν τροποποιηθεί ως προς τα αντίστοιχα που υπολογίστηκαν αρχικά με θεώρηση πλήρους πάκτωσης της βάσης της ανεμογεννήτριας, αφού έχει ήδη ληφθεί υπ' όψιν η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου μέσω της στροφικής του ενδοσιμότητας C_{rot} . Από τις αναλύσεις προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη στη βάση της ανεμογεννήτριας και οι οριζόντιες μετακινήσεις της κορυφής της.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, η αλληλεπίδραση εδάφους ~ κατασκευής ως φαινόμενο -όπως θα δούμε παρακάτω στο κεφάλαιο 4, μας απασχόλησε κατά την επιλογή του κατάλληλου συντελεστή ιξώδους απόσβεσης που έπρεπε να δεχθούμε για την ενοποιημένη ,πλέον, κατασκευή, αποτελούμενη από τον μεταλλικό πυλώνα και το δομημένο από σκυρόδεμα θεμέλιο. Προκειμένου την επιλογή του συντελεστή, ακολουθήσαμε την μεθοδολογία που περιγράφεται παρακάτω και που συνδέει τα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής όπως η ιδιοπερίοδος και η δυσκαμψία με την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων του σεισμού στο έδαφος που έχουμε δεχτεί ως υπόβαθρο.

Στον Πίνακα 2.11 του προηγούμενου κεφαλαίου, είδαμε την κατάταξη των εδαφών βάσει του EC8, καθώς και την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων V_s που δεχόμαστε ότι αναπτύσσεται σε κάθε ένα από αυτά. Στον Πίνακα 3.3 που ακολουθεί, μπορούμε να δούμε την μείωση που υφίσταται αφενός η προαναφερθείσα ταχύτητα αφετέρου το μέτρο διάτμησης της κατασκευής συναρτήσει του εύρους της εδαφικής επιτάχυνσης PGA (g):

PGA (g)	V_s / V_{s0}	G/G ₀
≤0,10	0,9	0,81
0,15	0,8	0,64
0,20	0,7	0,49
≥0,30	0,65	0,42

Πίνακας 3.3: Μείωση ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων και μέτρου διάτμησης συναρτήσει του εύρους της εδαφικής επιτάχυνσης

Εφαρμόζουμε διαδοχικά τις ακόλουθες εξισώσεις:

Ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.47)$$

Ενεργή ιδιοπερίοδος κατασκευής

$$\tilde{T} = T \cdot \sqrt{1 + \frac{k}{k_y} \cdot \left(1 + \frac{k_y \cdot h^2}{k_\theta}\right)} \quad (3.48)$$

Οριζόντια Δυσκαμψία

$$k_y = \frac{8 \cdot G \cdot r_\alpha}{2 - \nu}, \quad r_\alpha = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad (3.49)$$

Στρεπτική Δυσκαμψία

$$k_\theta = \frac{8 \cdot G \cdot r_m^3}{3 \cdot (1 - \nu)}, \quad r_m = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot I_0}{\pi}} \quad (3.50)$$

Εκτίμηση συντελεστή απόσβεσης θεμελίωσης

$$\begin{aligned} c_e &= 1.5 \cdot \left(\frac{e}{r_\alpha} \right) + 1 \\ \alpha_1 &= c_e \cdot \exp\left(4.7 - 1.6 \cdot \frac{h}{r_m}\right) \quad \Rightarrow \quad \tilde{\zeta}_0 = \alpha_1 \cdot \left(\frac{\tilde{T}}{T} - 1 \right) + \alpha_2 \cdot \left(\frac{\tilde{T}}{T} - 1 \right)^2 \\ \alpha_2 &= c_e \cdot \left[25 \cdot \ln\left(\frac{h}{r_m}\right) - 16 \right] \end{aligned} \quad (3.51)$$

Απόσβεση συστήματος εδάφους-κατασκευής :

$$\tilde{\zeta} = \tilde{\zeta}_0 + \frac{\zeta}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^3} \quad (3.52)$$

Μέσω αυτής της διαδικασίας, την οποία θα δούμε να εφαρμόζεται στο Κεφάλαιο που ακολουθεί, μπορούμε να προσδιορίσουμε την πραγματική ιξώδη απόσβεση της κατασκευής μας όπως αυτή προκύπτει από μία προεκτίμηση βάσει κανονισμών ζ και της αλληλεπίδρασης του φορέα με τις πραγματικές εδαφικές συνθήκες.

3.2.6 Προσομοίωση Διεπιφάνειας Θεμελίου ~ Κατασκευής

Οι πιέσεις που αναπτύσσονται κατά την διεπιφάνεια φορτιζομένου θεμελίου και εδάφους, δηλαδή οι πιέσεις επαφής, επηρεάζουν άμεσα τη διανομή των τάσεων συναρτήσει του βάθους υπό τη βάση θεμελιώσεως, επομένως επηρεάζουν το μέγεθος των καθιζήσεων και τη μορφή της- παραμορφωμένης- επιφάνειας επαφής. Το πρόβλημα λοιπόν της εκτιμήσεως των πιέσεων επαφής συναρτάται άμεσα με το πρόβλημα υπολογισμού των καθιζήσεων. Οι πιέσεις επαφής, όμως, επηρεάζουν

προφανώς και την ένταση του στοιχείου θεμελιώσεως, καθώς και την ελαστική γραμμή του (ή ελαστική επιφάνειά του), επομένως επηρεάζουν με διαφορετικό τρόπο τη μορφή της - παραμορφωμένης - επιφάνειας επαφής.

Οι πιέσεις επαφής πρέπει να εξισορροπούν την εξωτερική φόρτιση και να προκαλούν παραμορφώσεις του εδάφους συμβιβαστές με τις παραμορφώσεις του θεμελίου. Η καταρχήν άγνωστη συνάρτηση καθιζήσεων $s = s(x,y)$ μπορεί να προσδιοριστεί επακριβώς ή προσεγγιστικώς, αναλόγως του εδαφικού προσομοιώματος. Επομένως είναι απαραίτητη η χρήση της συνάρτησης φορτίσεως - καθιζήσεων του εδάφους $s = f\{p(x), x, y\}$ για το συγκεκριμένο εδαφικό προσομοίωμα.

Ακολουθούν οι πλέον συνηθισμένες θεωρητικές προσεγγίσεις:

3.2.6.1 Γραμμική Κατανομή των Πιέσεων Επαφής

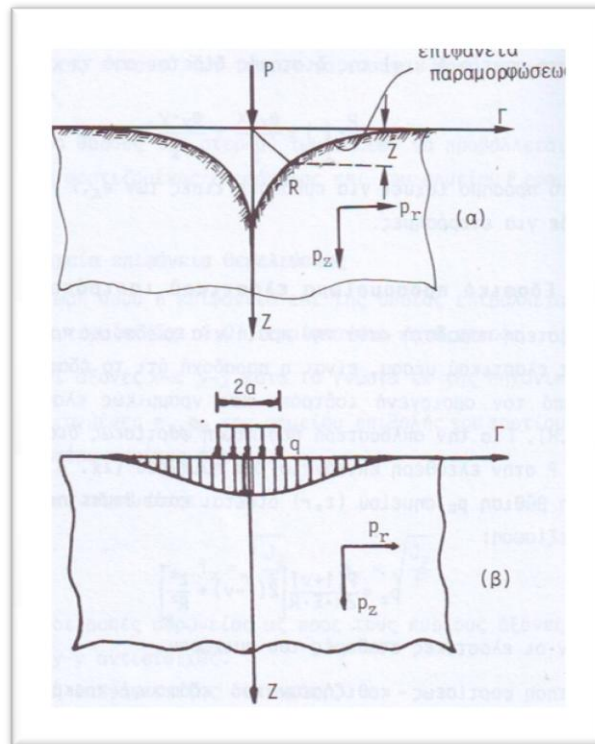
Η γραμμική κατανομή των πιέσεων επαφής αποτελεί την απλούστερη προσέγγιση στο πρόβλημα. Η ενδοσιμότητα του εδάφους σε συνδυασμό με την ευκαμψία ή ακαμψία του θεμελίου δεν λαμβάνονται υπ' όψιν, άρα ουσιαστικά η φύση του εδάφους αγνοείται. Η παραδοχή αυτή αντιστοιχεί με την αρχή της επιπεδότητας των διατομών της Μηχανικής. Παρόλα αυτά αποτελεί συνήθη προσέγγιση της πράξεως, ακόμη και για ομαδικές θεμελιώσεις.

3.2.6.2 Εδαφικό προσομοίωμα Ελαστικού Ισοτρόπου Ημιχώρου

Η συνηθέστερη παραδοχή κατά την πράξη για το εδαφικό προσομοίωμα του συνεχούς ελαστικού μέσου, είναι η παραδοχή ότι το έδαφος προσεγγίζεται από τον ομοιογενή, ισότροπο και γραμμικώς ελαστικό ημίχωρο (E. I. H). Για την απλούστερη περίπτωση φορτίσεως δια μεμονωμένου φορτίου P στην ελεύθερη επιφάνεια του ημιχώρου (Εικόνα 3.15α), η κατακόρυφη βύθιση p_z του σημείου (z, r) δίνεται κατά Boussinesq (1885) από την εξίσωση:

$$p_z = \frac{P \cdot (1+\nu)}{2 \cdot \pi \cdot E \cdot R} \cdot \left[2 \cdot (1 - \nu) + \frac{z^2}{R^2} \right] \quad (3.53)$$

όπου E , ν οι ελαστικές σταθερές του ημιχώρου.



Εικόνα 3.15: Φόρτιση της ελεύθερης επιφάνειας E.I.H
 α) Δια μεμονωμένου φορτίου
 β) Δια ομοιομόρφως κατανεμημένου φορτίου επί κυκλικής επιφάνειας

Η συνάρτηση φορτίσεως - καθιζήσεων του εδάφους, προκύπτει από την παραπάνω εξίσωση (3.53) για $z = 0$, άρα:

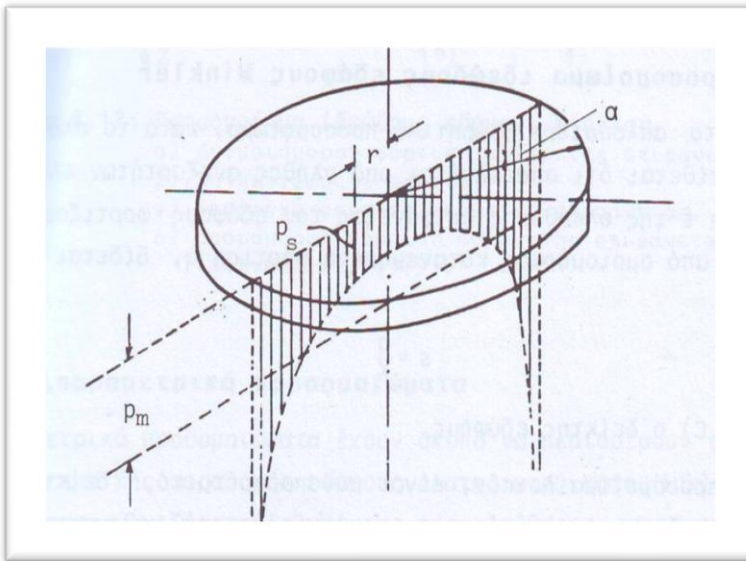
$$s = p_{z=0} = \frac{P \cdot (1 - \nu^2)}{\pi \cdot E \cdot R^2} \quad (3.54)$$

Για κατανεμημένες φορτίσεις, οι βυθίσεις ή οι καθιζήσεις προκύπτουν δια ολοκληρώσεως των ανωτέρω βασικών εξισώσεων. Ενδεικτικώς στην Εικόνα 3.15,

φαίνεται η επιφάνεια του εδάφους, φορτιζομένου υπό μεμονωμένων φορτίων (α) και κατανεμημένων ομοιομόρφως (β), επί κυκλικής επιφάνειας ακτίνας a .

Οι επιλύσεις των προβλημάτων αλληλεπιδράσεως θεμελίου - εδάφους με βάση το προσομοίωμα του Ε.Ι.Η είναι δυσχερές, στις γενικότερες δε περιπτώσεις δεν δίνονται από κλειστές, αλλά από προσεγγιστικές λύσεις. Στην ειδική περίπτωση άκαμπτων θεμελίων, η διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίου παραμένει κατά την φόρτιση επίπεδη και για κεντρική φόρτιση παραμένει επιπλέον και οριζόντια, οπότε οι πιέσεις επαφής υπολογίζονται υπό τη συνθήκη ενιαίας καθιζήσεως του εδάφους κατά την φορτιζουσα επιφάνεια. Για άκαμπτο κυκλικό θεμέλιο ακτίνας a (Εικόνα 3.16), ισχύει η σχέση:

$$p_s = p_m \cdot \frac{1}{2 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{r}{a}\right)^2}} \quad (3.55)$$



Εικόνα 3.16: Πιέσεις επαφής άκαμπτου κυκλικού θεμελίου επί Ε.Ι.Η

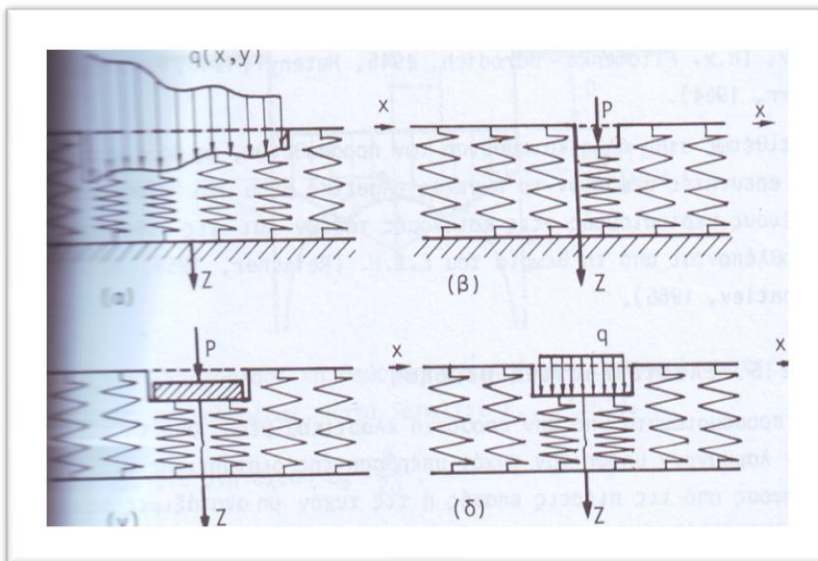
3.2.6.3 Προσομοίωμα Ιδεώδους Εδάφους Winkler

Αποτελεί το απλούστερο θεωρητικό προσομοίωμα, κατά το οποίο το έδαφος υποτίθεται ότι αποτελείται από πλήθος ανεξαρτήτων ελατηρίων. Η καθίζηση s της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους φορτιζομένης σε τμήμα της από ομοιομόρφως κατανεμημένη φόρτιση q , δίνεται από την σχέση:

$$s = \frac{q}{K} \quad (3.56)$$

όπου K (ή C) ο δείκτης εδάφους (βλέπε υποπαράγραφο §3.2.7).

Το υπόψη προσομοίωμα λοιπόν, είναι μονοπαραμετρικό- δείκτης εδάφους K -, και έχει το πλεονέκτημα της ευχερέστερης μαθηματικής επεξεργασίας των προβλημάτων αλληλεπιδράσεως. Παρουσιάζει όμως το μειονέκτημα ότι δεν προσεγγίζει με ρεαλιστικό τρόπο τη συσχέτιση πιέσεων - παραμορφώσεων για πολλούς τύπους εδαφών, διότι προϋποθέτει ανεξάρτητη βύθιση των ελατηρίων, που ισοδυναμεί με μη μετάδοση διατμητικών τάσεων κατά την κατακόρυφη επιφάνεια των γειτονικών εδαφικών στοιχείων. Ενδεικτικώς στην Εικόνα 3.17 που ακολουθεί, φαίνονται οι βυθίσεις της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, φορτιζομένου υπό διάφορες συνθήκες, κατά το προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler (Selvadural, 1979).



Εικόνα 3.17: Προσομοίωμα

ιδεώδους εδάφους Winkler

- α) Ανομοιόμορφη φόρτιση εύκαμπτης επιφάνειας
- β) Συγκεντρωμένο Φορτίο
- γ) κεντρική φόρτιση άκαμπτης επιφάνειας
- δ) Ομοιόμορφη φόρτιση εύκαμπτης επιφάνειας

3.2.6.4 Διπαραμετρικά Προσομοιώματα

Τα διπαραμετρικά προσομοιώματα έχουν σκοπό να περιορίσουν το βασικό μειονέκτημα της παραδοχής εδάφους ελατηριωτού κατά Winkler, δηλαδή τη δυνατότητα ανεξάρτητης βυθίσεως της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, άρα και τη δυνατότητα ασυνεχούς επιφάνειας παραμορφώσεων (Εικόνα 3.12β, γ, δ). Με τη χρήση των διπαραμετρικών προσομοιωμάτων προσεγγίζεται κατά κάποιο τρόπο το συνεχές ελαστικό μέσο, ενώ σχεδόν παρακάμπτονται οι μεγάλες μαθηματικές δυσκολίες που συνεπάγεται η προσομοίωση κατά τον E.I.H. Η προσέγγιση αυτή γίνεται με εισαγωγή δύο ελαστικών σταθερών, ανεξαρτήτων μεταξύ τους, οι σχετικές δε προσπάθειες ακολούθησαν δύο βασικές κατευθύνσεις.

Στη μία κατεύθυνση οι ερευνητές υπέθεσαν κάποιο μηχανισμό αλληλεπιδράσεως των ανεξάρτητων κατά Winkler εδαφικών ελατηρίων, ελαστικών διατμητικών στρωμάτων ή δοκών [π.χ. Filomenko - Borodich (1945), Pasternak (1954), Kerr (1964)].

Αντιθέτως στην άλλη κατεύθυνση των προσπαθειών, ως βάση εκκινήσεως, οι ερευνητές θεώρησαν το συνεχές ελαστικό μέσο και εισήγαγαν ορισμένους περιορισμούς στις κατανομές τάσεων και τις καθιζήσεις που προβλέπονται από την θεωρία του E.I.H. [Reisner (1958), Vlazov and Leontiev (1966)].

3.2.6.5 Ελαστοπλαστική Θεώρηση

Τα προσομοιώματα υπό την παραδοχή ελαστικού μέσου από την φύση τους δεν λαμβάνουν υπ' όψιν τους την τυχόν υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του εδάφους από τις πιέσεις επαφής ή τις τυχόν μη ανατάξιμες παραμορφώσεις μετά την άρση του αιτίου που τις προκάλεσε. Στις πλαστικές περιοχές του εδάφους υπό τη φορτίζουσα επιφάνεια του θεμελίου, η σχέση τάσεων - παραμορφώσεων που είναι καθοριστική για την εκτίμηση των πιέσεων επαφής αποκλίνει αυτής που ισχύει και εφαρμόζεται στη γραμμικώς ελαστική περιοχή. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (F.E.M), παρέχει μεγάλες δυνατότητες προς την κατεύθυνση αυτή [Zienkiewicz (1971), Zienkiewicz and Naylor (1971)].

Η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών που φαίνεται αναπόφευκτη κατά το προσομοίωμα του συνεχούς εδαφικού μέσου, στα άκρα άκαμπτων επιφανειών θεμελίωσης εξετάστηκε από διάφορους ερευνητές. Κοινός τόπος όλων των μεθόδων που αναπτύχθηκαν είναι πως για μία περιοχή περί τον άξονα φορτίσεως ισχύουν οι σχέσεις του Εδαφικού προσομοιώματος E.I.H. με το έδαφος σε ελαστική περιοχή, ενώ παρά τα άκρα του θεμελίου- όπου αναμένεται διαρροή του εδαφικού υλικού ισχύουν διαφοροποιημένες σχέσεις με το έδαφος σε πλαστική κατάσταση. Την ανακατανομή των τάσεων παρά τα άκρα, ακολουθεί προφανώς μία ανακατανομή και περί τον άξονα φορτίσεως- αύξηση των τάσεων- ώστε το ολοκλήρωμα των τάσεων να δίδει το εφαρμοσμένο φορτίο P.

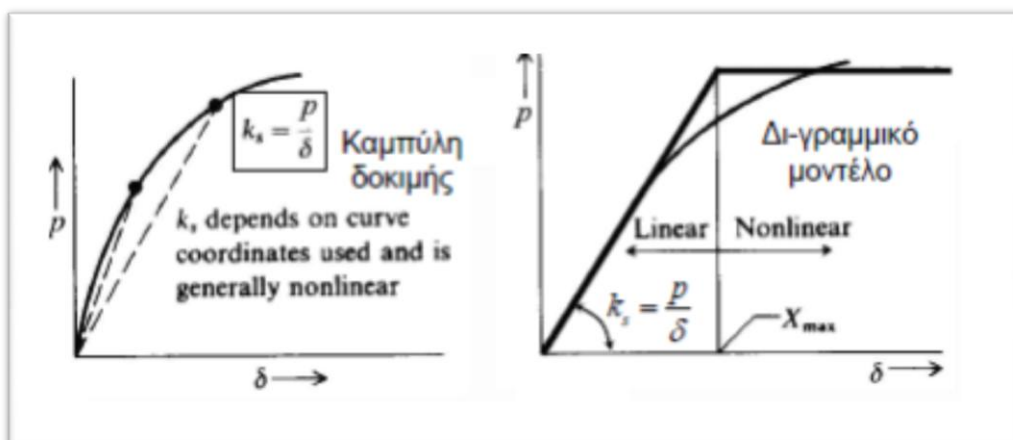
3.2.7 Δείκτης Αντίστασης Εδάφους K_s

Ο Δείκτης Αντίστασης Εδάφους είναι μία εννοιολογική σχέση ανάμεσα στην εδαφική τάση και την εδαφική παραμόρφωση, ευρέως χρησιμοποιούμενη στην ανάλυση των δομικών στοιχείων της θεμελίωσης, της μορφής:

$$K_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\delta} \quad (3.57)$$

όπου

- $\Delta\sigma$ η μεταβολή των εδαφικών πιέσεων
- $\Delta\delta$ η αντίστοιχη μεταβολή της εδαφικής καθίζησης ή παραμόρφωσης.

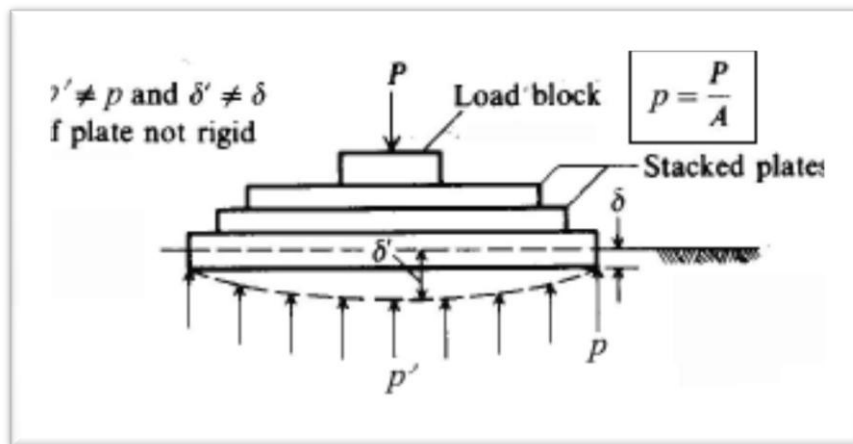


Εικόνα 3.18: Δείκτης Αντίστασης Εδάφους K_s

Αξίζει εδώ να σημειωθεί πως ο Δείκτης Εδάφους K_s , δεν είναι ιδιότητα του εδάφους αλλά εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά αφενός του εδαφικού υλικού (μέτρο ελαστικότητας E , λόγος του Poisson ν) αφετέρου του θεμελίου (γεωμετρικά δεδομένα).

Η εκτίμηση του Δείκτη Εδάφους γίνεται με μία από τις παρακάτω μεθόδους:

- ✓ Μέτρησή του από δοκιμή φόρτισης πλάκας



Εικόνα 3.19: Δοκιμή Φόρτισης Πλάκας

- ✓ Εκτίμηση μέσω εμπειρικών σχέσεων:

- Μη συνεκτικά (αμμώδη) εδάφη

Προτεινόμενες τιμές του δείκτη εδάφους k (σε MN/m^3) κατά Terzaghi (για τετραγωνική ή κυκλική πλάκα εύρους $B_0 = 0.305\text{m}$)

ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΑΜΜΟΥ	ΧΑΛΑΡΗ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑΣ	ΠΥΚΝΗ
Τιμές της σχετικής πυκνότητας (D_r)	<50%	50-75%	>75%
Εύρος τιμών K ξηρής ή υγρής άμμου	6,4-19,2	19,2-96	96-320
Προτεινόμενες τιμές K ξηρής ή υγρής άμμου	13	42	160
Προτεινόμενες τιμές K άμμου κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα	8	26	96

Πίνακας 3.4: Δείκτης Εδάφους K_s για μη συνεκτικά (αμμώδη) εδάφη

- Συνεκτικά εδάφη (άργιλοι)

Αξιοποίηση των σχέσεων «ελαστικής μορφής» ια άκαμπτα πέδιλα στην επιφάνεια του εδάφους ($D=0 \Rightarrow ID=1$)

$$\rho_i = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_s \quad (3.58)$$

όπου βάσει των σχέσεων Steinbrenner ισχύει:

- Για κυκλικό πέδιλο $I_s = 0.79$
- Για τετραγωνικό πέδιλο $I_s \approx 1$
- Για λωρίδα ($L/B = \infty$) $I_s \approx 2$

οπότε

$$k_s = \frac{q}{p_i} = \frac{1}{(1-\nu^2) \cdot I_s} \cdot \frac{E}{B} \quad (3.59)$$

Όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα, ο δείκτης εδάφους που δίνεται από την σχέση (3.53) ισχύει για το συγκεκριμένο πέδιλο εύρους B

Οι ελαστικές σχέσεις έχουν καλύτερη εφαρμογή στις περιπτώσεις αστράγγιστης φόρτισης συνεκτικών (αργιλικών) εδαφών ($\nu=0.5$, $E = E_u$), οπότε για κυκλική πλάκα διαμέτρου $B_0 = 0.305\text{m}$, ο δείκτης εδάφους k_s είναι :

ΕΙΔΟΣ ΑΡΓΙΛΟΥ	c_u (kPa)	E_u / c_u	E_u (MPa)	k_s (MN / m ³)
Πολύ μαλακή	<12,5	400	<5	<25
Μαλακή	12,5-25	400	5-10	25-50
Συνεκτική	25-50	350	10-17,5	50-100
Στιφρή	50-100	300	17,5-30	100-165
Πολύ στιφρή	100-200	200	30-40	165-220
Σκληρή	>200	150	>35	>200

Πίνακας 3.5: Δείκτης Εδάφους K_s για συνεκτικά εδάφη (άργιλοι)

- ✓ Εκτίμηση μέσω της μετρηθείσας τιμής K_0 :

- Συνεκτικά (αργιλικά) εδάφη

Από τις σχέσεις «ελαστικής μορφής» προκύπτει ότι εάν στη δοκιμή φόρτισης πλάκας με πλάκα διαστάσεως B_0) μετρηθεί δείκτης εδάφους

$$k_s = k_0 = \frac{q_0}{p_0}$$

όπου q_0 η πίεση της πλάκας και ρ_0 η καθίζηση της πλάκας, τότε ο δείκτης εδάφους για τετραγωνικό πέδιλο εύρους B είναι:

$$k_s = k_0 \cdot \frac{B_0}{B} \quad (3.60)$$

- Μη συνεκτικά (αμμώδη) εδάφη

Με αξιοποίηση των σχέσεων υπολογισμού της καθίζησης άκαμπτων πεδίων:

- Μέθοδος υπολογισμού της καθίζησης πεδίου εύρους B κατά Alpan:

$$\rho_i = 0,0254 \cdot \alpha_0 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0.39} \cdot \left(\frac{2 \cdot B}{0.305+B}\right)^2 \cdot q \quad (3.61)$$

οπότε

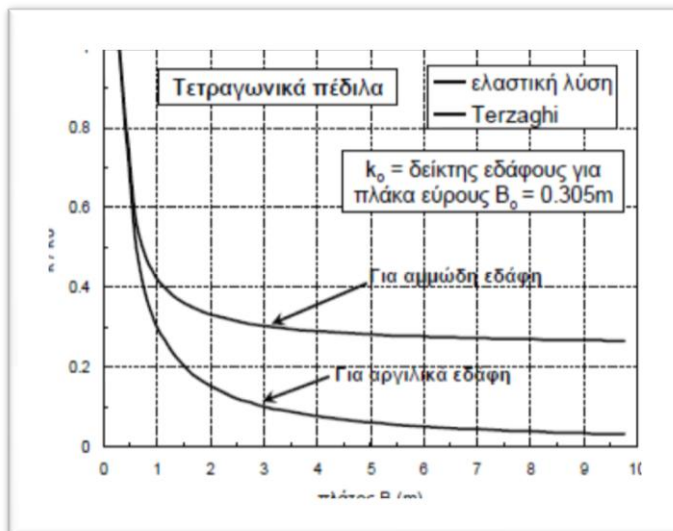
$$k = \frac{9.84}{\alpha_0 \cdot (L/B)^{0.39}} \cdot \left(\frac{B+0.305m}{B}\right)^2 \quad (3.62)$$

- Μέθοδος υπολογισμού της καθίζησης τετραγωνικού πεδίου εύρους B κατά Terzaghi & Peck:

$$\rho_i = 0.30 \cdot \frac{q}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+0.305}\right)^2 \quad (3.63)$$

οπότε

$$k = \frac{N}{0.30} \cdot \left(\frac{B+0.305m}{B}\right)^2 \quad (3.64)$$

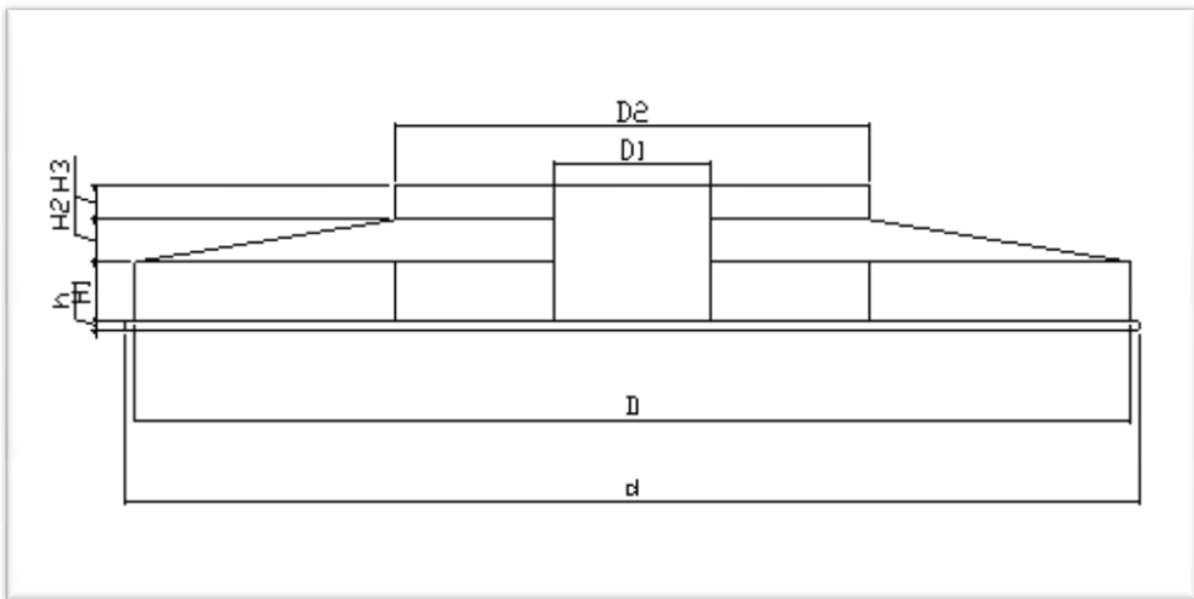


Εικόνα 3.20: Σύγκριση των μεθόδων υπολογισμού του δείκτη εδάφους K_s για τετραγωνικά πέδιλα

3.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ Α/Γ

Σε συνέχεια της παραγράφου §2.2 της παρούσας εργασίας, όπου έγινε αναλυτική παρουσίαση της ανωδομής της υπό εξέταση αιολικής μηχανής, στην παράγραφο που ακολουθεί θα παρουσιάσουμε την θεμελίωσή της.

Στην Εικόνα 3.21 που ακολουθεί, βλέπουμε μία σχηματική απεικόνιση της τομής του θεμελίου στην οποία διακρίνονται και οι βασικές του διαστάσεις:



Εικόνα 3.21: Σχηματική απεικόνιση του συμβατικού θεμελίου της αιολικής μηχανής

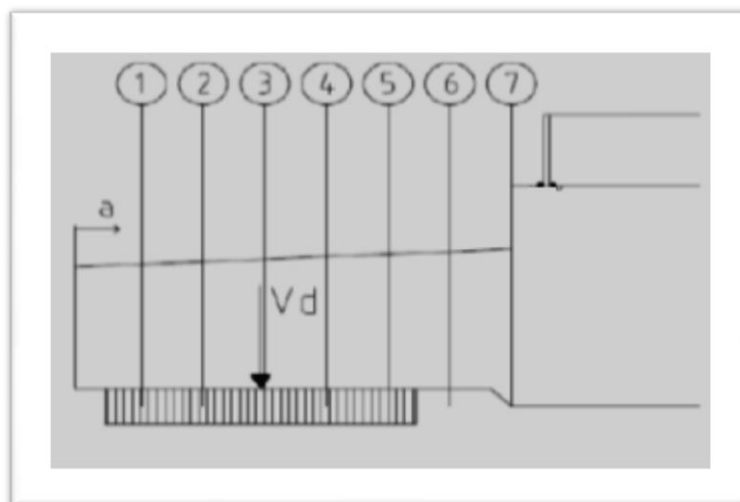
- ✓ $B = 2R = \eta$ διάμετρος του κυκλικού θεμελίου = 18,000 m
- ✓ $D_2 = \eta$ διάμετρος της «βαρέλας» = 4,150 m
- ✓ $D_1 = \eta$ διάμετρος του νοητού κύκλου επί την περίμετρο του οποίου τοποθετούνται οι κοχλίες = 4,00 m
- ✓ $H_1 = \eta$ το ύψος της θεμελίωσης στο εξωτερικό σημείο = 1,60 m
- ✓ $H_2 = 0,35$ m
- ✓ $H_3 = 0,200$ m
- ✓ Συνολικό Βάθος Θεμελίωσης = 2,70 m
- ✓ $h = \eta$ πάχος σκυροδέματος εξομάλυνσης = 0,100 m
- ✓ $d = \eta$ συνολική διάμετρος εκσκαφής = 18,200 m

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές της εταιρίας Vestas, η ευστάθεια του θεμελίου εξασφαλίζεται αφενός με την ενιαία σκυροδέτηση της «βαρέλας» η οποία αποτελεί ουσιαστικά συνέχεια του θεμελίου, αφετέρου δε με ένα σύνολο 140 κοχλιών, M42 10.9 οι οποίοι διατάσσονται στην περιφέρεια κύκλου διαμέτρου D_i μέσα σε οπές διαμέτρου 45 mm και συνδέουν την «βαρέλα» με την ανωδομή.

Από την Γεωτεχνική και Κατασκευαστική Μελέτη που μας παραχωρήθηκε από την εταιρεία, λαμβάνουμε και όλες τις απαραίτητες παραμέτρους για τον σχεδιασμό:

- ✓ Ως τύπο εδάφους δεχόμαστε **στραγγισμένη άμμο**
- ✓ Σκυρόδεμα θεμελίου C20/25
- ✓ Σκυρόδεμα εξομάλυνσης C12/15
- ✓ Χάλυβας οπλισμού S500
- ✓ Επικάλυψη οπλισμού 5 cm
- ✓ Ειδικό Βάρος εδάφους = $\gamma_s = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- ✓ Ειδικό Βάρος σκυροδέματος = $\gamma_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Για την καλύτερη αντιμετώπιση της κεκλιμένης επιφάνειας που δημιουργείται κατά την εξομάλυνση της υψομετρικής διαφοράς H_2-H_1 , η μέθοδος που ακολουθήσαμε είναι η υποδιαίρεση του κεκλιμένου τμήματος σε επτά (7) ζώνες, εντός των οποίων θεωρούμε καταχρηστικά πως το ύψος της θεμελίωσης διατηρείται σταθερό (Εικόνα 3.22).



Εικόνα 3.22: Σχηματική απεικόνιση της υποδιαίρεσης του θεμελίου σε 7 ζώνες

ΖΩΝΗ	ΥΨΟΣ (m)
1	1,625
2	1,675
3	1,725
4	1,775
5	1,825
6	1,875
7	1,925

Πίνακας 3.6: Σταθερά ύψη θεμελίου στις 7 διαμορφούμενες ζώνες

Έχοντας μορφώσει γεωμετρικά το θεμέλιό μας είμαστε σε θέση, βάσει και όσων περιγράφηκαν στις υποπαραγράφους §3.1.2.1 και §3.1.2.2, να υπολογίσουμε όλα τα φορτία που είτε ασκούνται άμεσα στο θεμέλιο (ίδιον βάρος σκυροδέματος και υλικού επίχωσης) είτε μεταβιβάζονται σε αυτό από την ανωδομή της αιολικής μηχανής.

ΤΜΗΜΑ ΘΕΜΕΛΙΟΥ	ΟΓΚΟΣ (m³)		
V_{H1}	407,15		
V_{H2}	38,11		
V_{H3}	2,71		
V_{ολ}	447,97	IB Σκυροδέματος (kN)	11199,165

Πίνακας 3.7: Υπολογισμός Νεκρού Φορτίου Θεμελίου

ΖΩΝΗ	ΦΟΡΤΙΟ ΕΠΙΧΩΣΕΩΝ q (kN/m²)
1	11,25
2	10,35
3	9,45
4	8,55
5	7,65
6	6,75
7	5,85

V_{εδαφικής επικάλυψης (m³)}	124,59
N_{εδαφικής επικάλυψης (kN)}	2242,62

Πίνακας 3.8: Υπολογισμός Νεκρού Φορτίου Υλικού Επίχωσης

Όπως περιγράψαμε αναλυτικά στην υποπαράγραφο §3.1.2.2, τα φορτία που θεωρούμε πως η ανωδομή μεταβιβάζει στη θεμελίωση της ανεμογεννήτριάς μας είναι αυτά που προέκυψαν από τις πειραματικές δοκιμές της κατασκευάστριας εταιρείας και απεστάλησαν μέσω αυτής (Παράρτημα Δ). Πρόκειται για σύνθετες περιπτώσεις φορτίσεων οι οποίες περιλαμβάνουν συνδυασμένες συνθήκες λειτουργίας, παροχής ρεύματος και ανεμοπίεσης της αιολικής μηχανής. Παράλληλα, περιλαμβάνουν τα νεκρά φορτία που μεταφέρονται από την ανωδομή.

	Extreme Load	Mean Load Case
F_x (kN)	-10	~
F_y (kN)	-559	153
F_z (kN)	-2486	-2486
M_x (kNm)	48587	-10550
M_y (kNm)	-892	~
M_z (kNm)	-1212	91

Πίνακας 3.9: Φορτία στη κορυφή του θεμελίου

Τα φορτία που μέσω των συνδυασμών φόρτισης που συναντήσαμε στην υποπαράγραφο §3.1.2.2 μεταβιβάζονται στην θεμελίωση της αιολικής μηχανής, διανέμονται μέσω της εξίσωσης (3.65) που ακολουθεί σε ένα πλήθος δώδεκα (12) ομάδων κοχλιών- πλήθος που αυθαίρετα θεωρήσαμε, και οι οποίες τοποθετούνται στην «βαρέλα» της θεμελίωσης ανά 30°.

$$F_{z, \text{κοχλία}} = \frac{F_z}{n} + \frac{4}{n \cdot d} \cdot M_d \cdot \sin\varphi \quad (3.65)$$

όπου

- F_z η αξονική δύναμη που προκύπτει για κάθε έναν συνδυασμό
- n το πλήθος των ομάδων κοχλιών = 12
- d η διάμετρος επί της οποίας τοποθετούνται οι κοχλίες = 4m
- M_d η καμπτική δύναμη που προκύπτει για κάθε έναν συνδυασμό
- φ η γωνία τοποθέτησης του κάθε κοχλία

Στο Παράρτημα Ε, επισυνάπτονται αναλυτικά οι υπολογισμοί για τους 9 συνδυασμούς τόσο για την Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ ($a = 0.24g$) όσο και για την Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙΙ ($a = 0.36g$) με σεισμικά δεδομένα που προκύπτουν αφενός κατά ΕΑΚ2000, αφετέρου κατά EC8. Επίσης, παρουσιάζονται οι έλεγχοι εκκεντρότητας και ολίσθησης του θεμελίου για όλες τις πιθανές δράσεις. Όπως φαίνεται αναλυτικά και στο προαναφερθέν Παράρτημα Ε, και για τις τέσσερις περιπτώσεις κρισιμότερος αναδεικνύεται ο συνδυασμός 1.3, ο οποίος είναι ανεξάρτητος του σεισμικού γεγονότος. Επομένως, τα μοντέλα της θεμελίωσης της αιολικής μηχανής είναι κοινά για το σύνολο των επιλύσεων. Παρακάτω, παρουσιάζονται οι δυνάμεις που τελικά μεταβιβάζονται στους κοχλίες του θεμελίου:

κοχλίας	φ	$F_{καμψης}$	$F_{αξονικης}$	ΣΥΝΟΛΟ
1	30	2856,35	-186,45	2669,90
2	60	4947,34	-186,45	4760,89
3	90	5712,70	-186,45	5526,25
4	120	4947,34	-186,45	4760,89
5	150	2856,35	-186,45	2669,90
6	180	0,00	-186,45	-186,45
7	210	-2856,35	-186,45	-3042,80
8	240	-4947,34	-186,45	-5133,79
9	270	-5712,70	-186,45	-5899,15
10	300	-4947,34	-186,45	-5133,79
11	330	-2856,35	-186,45	-3042,80
12	360	0,00	-186,45	-186,45

Πίνακας 3.10: Δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίων Ανωδομής για ΖΙΙ και ΖΙΙΙ κατά ΕΑΚ2000 και EC8

Σημειώνεται, τέλος, πως ο δείκτης εδάφους που χρησιμοποιείται στο εξής, δίνεται από την Γεωτεχνική Μελέτη της κατασκευάστριας εταιρείας Vestas και είναι ίσος με 75.000 kN/m^3 .

3.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ Α/Γ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ SAP2000, version 15

Προκειμένου την μοντελοποίηση του φορέα του θεμελίου της αιολικής μηχανής, χρησιμοποιήσαμε αφενός τρία είδη πεπερασμένων στοιχείων, αφετέρου δύο τρόπους προσομοίωσης του υποκείμενου εδαφικού υλικού. Επομένως στην παράγραφο αυτή, θα παρουσιαστούν έξι διαφορετικές μοντελοποιήσεις της συμβατικής θεμελίωσης:

- ✓ Πεπερασμένα στοιχεία λεπτών κελυφών (shell thin elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (springs elements).
- ✓ Πεπερασμένα στοιχεία λεπτών κελυφών (shell thin elements) με προσομοίωση μη- γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements).
- ✓ Πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών (shell thick elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (spring elements).
- ✓ Πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών (shell thick elements) με προσομοίωση μη-γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements).
- ✓ Πεπερασμένα στοιχεία όγκου (solid elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (spring elements).
- ✓ Πεπερασμένα στοιχεία όγκου (solid elements) με προσομοίωση μη-γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements).

Πεπερασμένα Στοιχεία Κελυφών

Τα κελύφη είναι επιφανειακοί φορείς των οποίων η μέση επιφάνεια είναι καμπύλη. Το πάχος των κελυφών είναι συνήθως μικρό σε σχέση με το άνοιγμα τους. Έτσι η γεωμετρία του κελύφους είναι δυνατόν να παρασταθεί από την μέση

επιφάνεια και το πάχος σε κάθε σημείο αυτής. Το κέλυφος συνδυάζει ταυτόχρονα τη συμπεριφορά της πλάκας ως προς την καμπτική του λειτουργία, και τη συμπεριφορά του δίσκου ως προς την μεμβρανική του λειτουργία.

Γενικώς υπάρχουν πολλές θεωρίες κελυφών ανάλογα με τις παραδοχές που υιοθετούνται προκειμένου να διατυπωθούν οι τελικές εξισώσεις του κελύφους. Η λεγόμενη κλασική θεωρία κελυφών αναφέρεται στα λεπτά κελύφη (thin elements) στα οποία η εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση θεωρείται αμελητέα. Στα λεγόμενα παχιά κελύφη (thick elements), θα πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν και οι εγκάρσιες διατμητικές παραμορφώσεις και σε ορισμένες περιπτώσεις και η ύπαρξη της ανηγμένης παραμόρφωσης ε_z , οπότε το πρόβλημα μετατρέπεται σε πρόβλημα τρισδιάστατης ελαστικότητας.

Τα πεπερασμένα στοιχεία κελυφών που έχουν κατά καιρούς προταθεί, κατατάσσονται γενικώς σε τρεις κατηγορίες:

- ✓ Επίπεδα στοιχεία τα οποία συνδυάζουν τις ιδιότητες ενός στοιχείου επίπεδης έντασης και ενός στοιχείου πλάκας.
- ✓ Καμπύλα στοιχεία τα οποία διατυπώνονται μέσω μιας αυστηρής θεώρησης της κλασικής θεωρίας κελυφών.
- ✓ στοιχεία τα οποία προέρχονται από εκφυλισμό, ως προς την διεύθυνση του άξονα z , πεπερασμένων στοιχείων τρισδιάστατης ελαστικότητας.

Πεπερασμένα Στοιχεία Όγκου

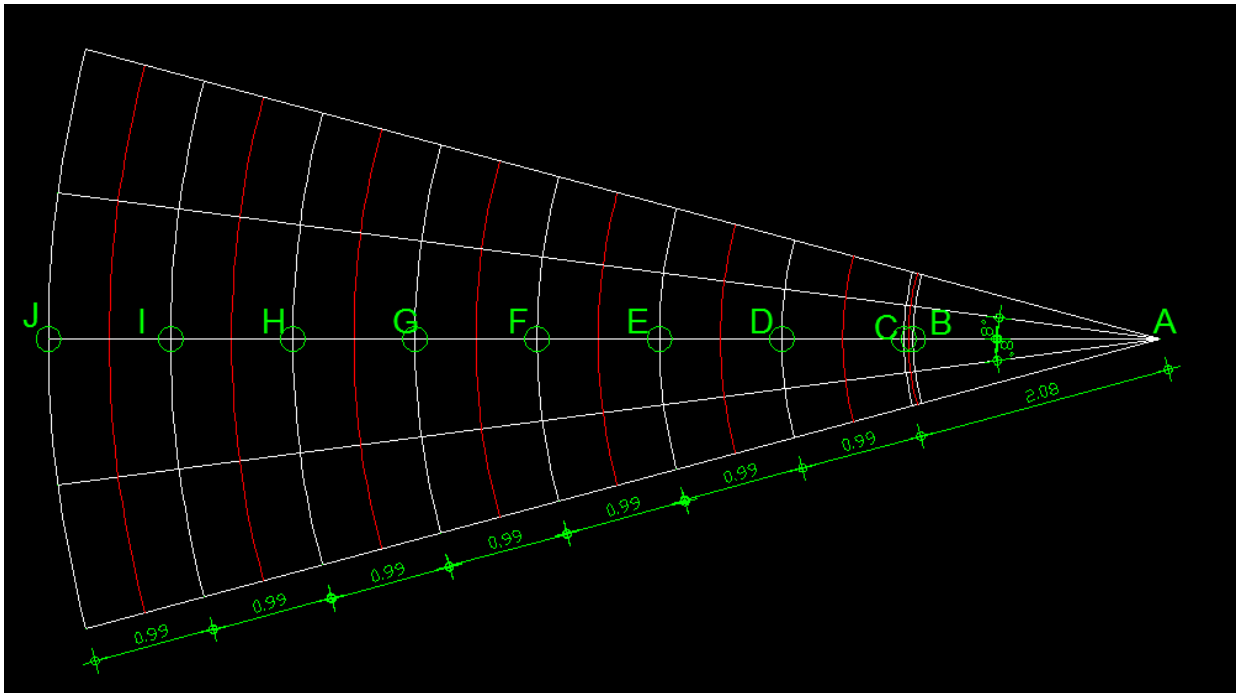
Η δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων όγκου για την ανάλυση φορέων των οποίων η εντατική κατάσταση αντιστοιχεί στην τρισδιάστατη ελαστικότητα μπορεί εύκολα να πραγματοποιηθεί από τα στοιχεία της δισδιάστατης ελαστικότητας με την προσθήκη της συντεταγμένης z και της αντίστοιχης μετατόπισης w .

Γραμμικώς ελατηριωτό Υπέδαφος

Στην υποπαράγραφο §3.2.6.3 μιλήσαμε εκτενώς περί της προσομοίωσης του υπεδάφους ως ένα σύνολο ελατηρίων τα οποία αθροιστικά συνθέτουν τον δείκτη εδάφους K_s . Όπως προαναφέρθηκε, ως δείκτη εδάφους δεχόμαστε την τιμή 75.000 kN/m^3 . Βάσει της απλής εξίσωσης

$$k_{\text{ελατηρίου}} = k_s \cdot A \quad (3.66)$$

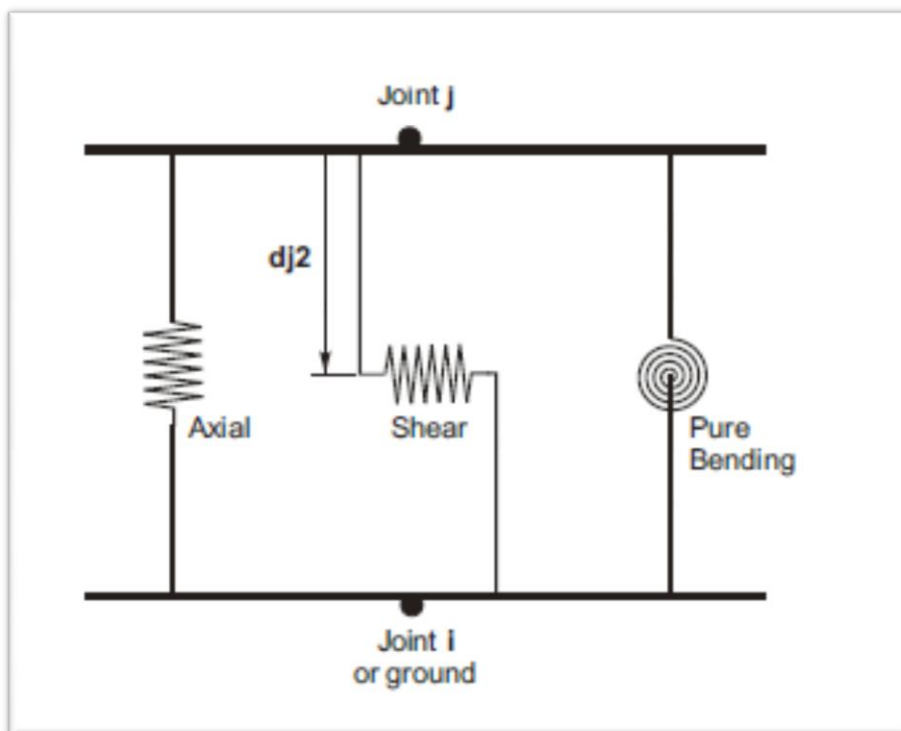
διανέμουμε κατά κάποιον τρόπο την εδαφική αντίσταση στο σύνολο των ελατηρίων βάσει του εμβαδού θεμελίωσης που αντιστοιχεί σε κάθε ένα από αυτά. Με απλούς γεωμετρικούς υπολογισμούς, καταλήγουμε στις εξής ελατηριακές αντιστάσεις.



Εικόνα 3.23: Σχηματική απεικόνιση της τοποθέτησης γραμμικών ελατηρίων στις αριθμημένες θέσεις

ΘΕΣΗ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m ²)	ΣΤΑΘΕΡΑ ΕΛΑΤΗΡΙΟΥ (kN/m)
A	~	~
B	0,5419	40642,5
C	0,32	24000
D	0,7914	59355
E	1,0469	78517,5
F	1,3023	97672,5
G	1,5578	116835
H	1,8133	135997,5
I	2,0688	155160
J	1,1302	84765

Πίνακας 3.11: Υπολογισμός της σταθεράς κάθε ελατηρίου



Εικόνα 3.24: Όλες οι πιθανές μορφές ελατηρίων στο SAP2000,v15

Στην περίπτωσή μας, επιλέξαμε το αξονικό ελατήριο, θεωρώντας ως Joint i το υποκείμενο έδαφος της θεμελίωσης.

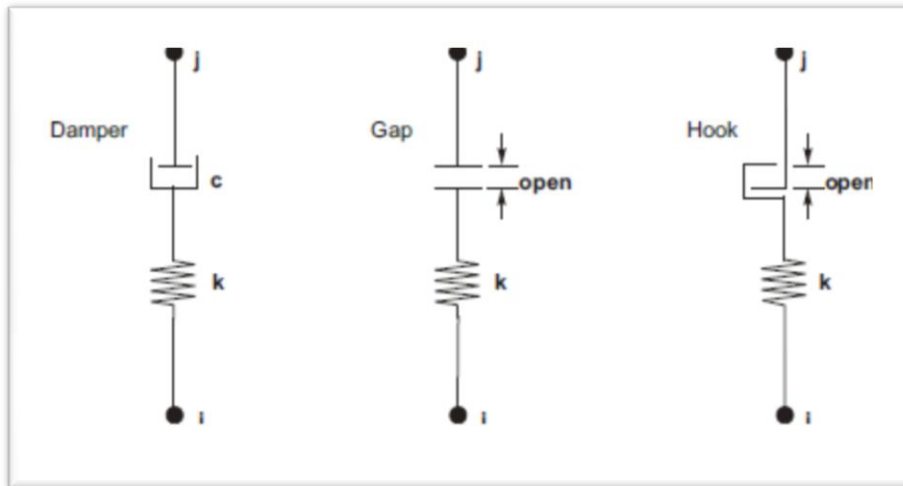
Μη- Γραμμικώς ελατηριωτό Υπέδαφος

Το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 προσφέρει την δυνατότητα σύνδεσης δύο κόμβων με μη- γραμμικό τρόπο, δηλαδή με στοιχεία όπου η συνάρτηση δύναμης- επιτάχυνσης είναι μη γραμμική.

Η μη- γραμμική συνάρτηση δύναμης- παραμόρφωσης δίνεται από τον τύπο:

$$f = k \cdot d_k = c \cdot \dot{d}_c^{c_{exp}} \quad (3.67)$$

όπου k είναι η σταθερά του αντίστοιχου ελατηρίου, c είναι η παράμετρος του αποσβεστήρα, c_{exp} είναι ο εκθέτης της απόσβεσης, d_k είναι η παραμόρφωση κατά μήκος του άξονα του ελατηρίου και \dot{d}_c είναι η τιμή της παραμόρφωσης κατά μήκος του αποσβεστήρα. Σημειώνεται πως ο εκθέτης της απόσβεσης πρέπει να είναι θετικός, με ένα σύνηθες εύρος να θεωρείται το $\{0.2, 2.0\}$.



Εικόνα 3.25: Όλες οι πιθανές μορφές μη γραμμικών συνδέσεων στο SAP2000,v15

Η συνολική παραμόρφωση, δίνεται ως άθροισμα των παραμορφώσεων του ελατηρίου και του αποσβεστήρα, όπως φαίνεται στην σχέση (3.68) που ακολουθεί:

$$d = d_k + d_c \quad (3.68)$$

Ως σταθερές των Μη- Γραμμικών Ελατηρίων, δεχόμαστε αυτές που προέκυψαν στον Πίνακα 3.11.

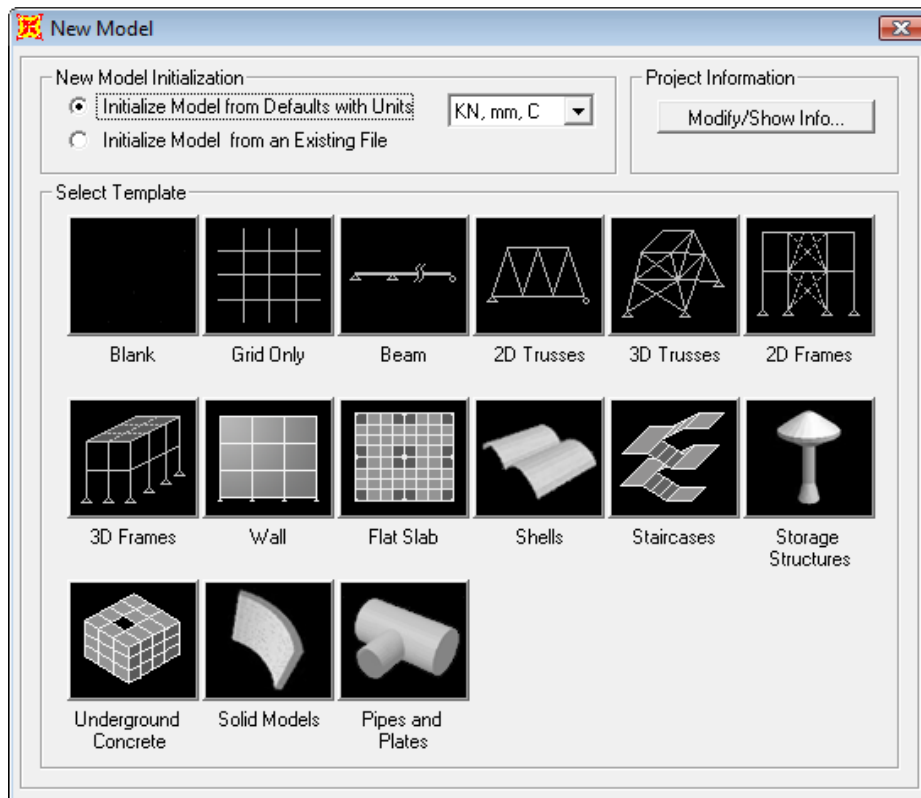
3.4.1 Μοντελοποίηση Φορέα

3.4.1.1 Πεπερασμένα στοιχεία λεπτών κελυφών (shell thin elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (springs elements).

Όπως σε κάθε νέο μοντέλο στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000.v15, ξεκινάμε την μοντελοποίηση του φορέα μας επιλέγοντας την εντολή «Εισαγωγή Νέου Μοντέλου»:

File-New Model

Επιλογή “Blank”



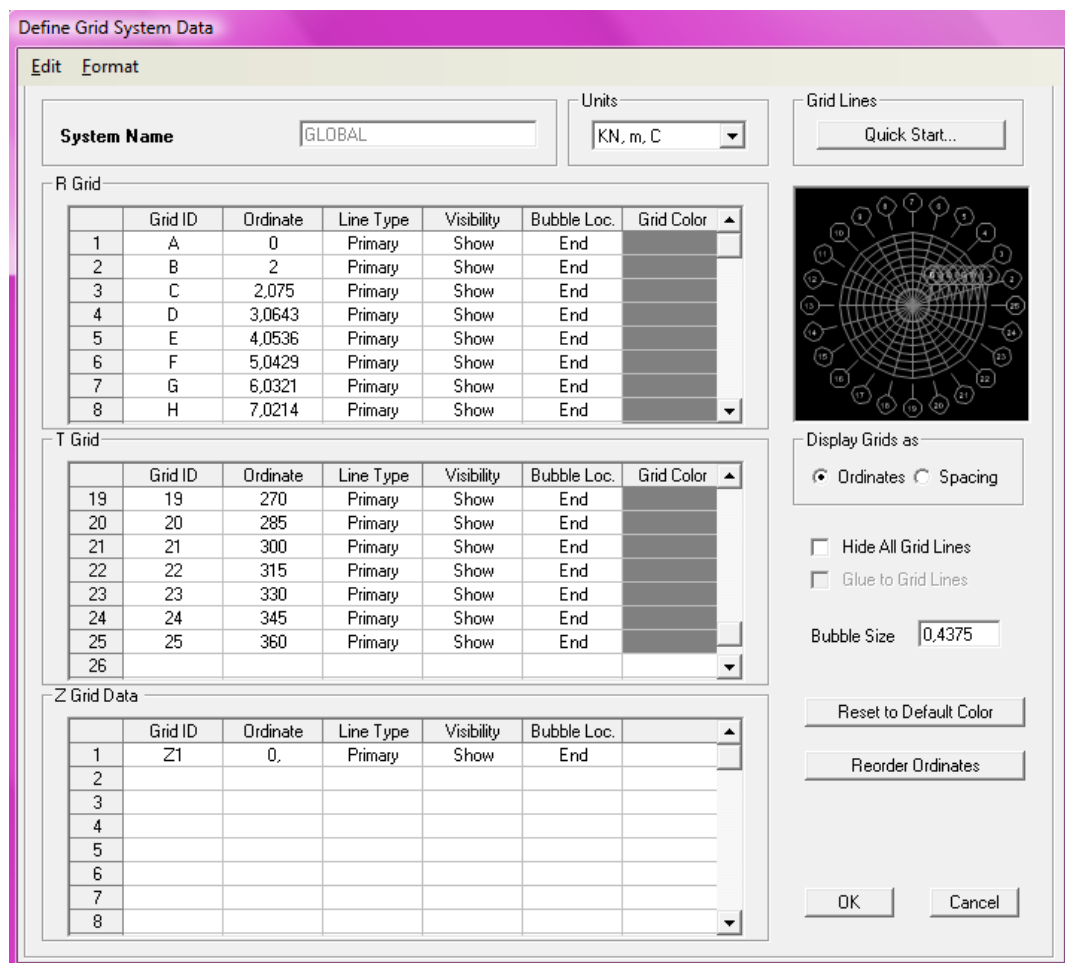
Εικόνα 3.26: Εισαγωγή Νέου Μοντέλου

Ως μονάδες μέτρησης επιλέξαμε τις kN, mm, C.

Συνεχίζουμε ορίζοντας τους κόμβους της θεμελίωσης της αιολικής μηχανής, χωρίς προς το παρόν να μας απασχολεί ο τρόπος έδρασής της. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 3.27 που ακολουθεί, πρόκειται για κυλινδρικές συντεταγμένες οι οποίες ορίζονται ως εξής:

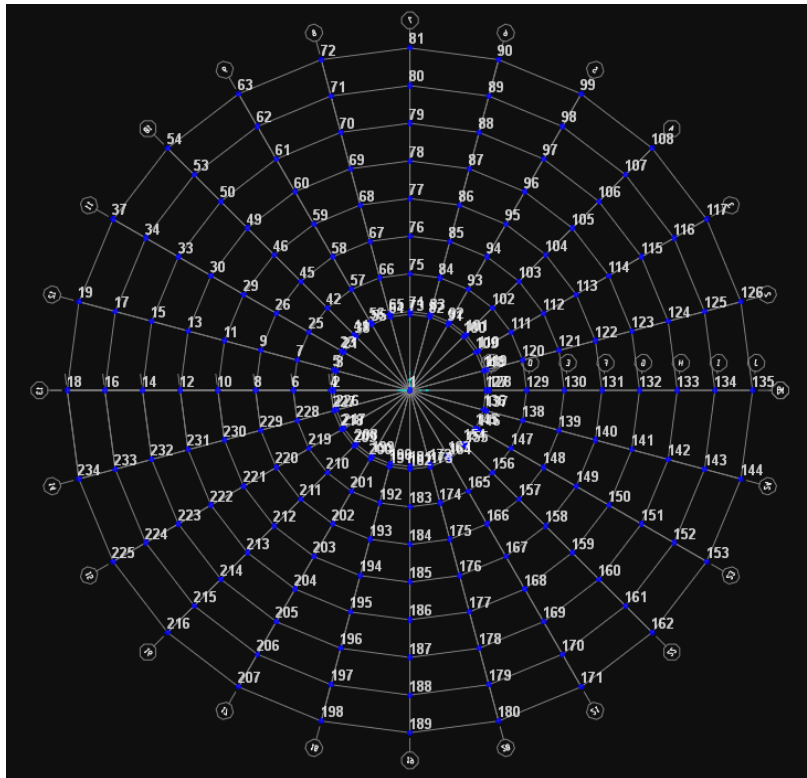
Define- Coordinate Systems/Grids-

Modify/ Show System- Define Grid System Data- Quick Start- Cylindrical



Εικόνα 3.27: Συντεταγμένες Καννάβου

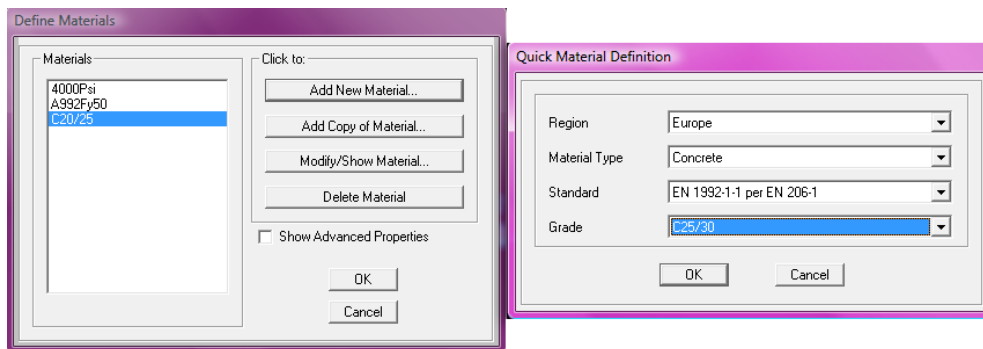
Κατά αυτόν τον τρόπο προκύπτει ένα πλέγμα 433 κόμβων, η εποπτική διάταξη των οποίων φαίνεται στην Εικόνα 3.28 που ακολουθεί:



Εικόνα 3.28: Γενική Διάταξη Κόμβων Θεμελίωσης

Εν συνεχεία, ορίζουμε τα υλικά μόρφωσης του φορέα μας. Βάσει των σχεδίων της εταιρείας Vestas, η θεμελίωση της Α/Γ μορφώνεται από δύο τύπους σκυροδέματος C20/25 και C25/30 - με τον δεύτερο τύπο να τοποθετείται στο κέντρο του θεμελίου.

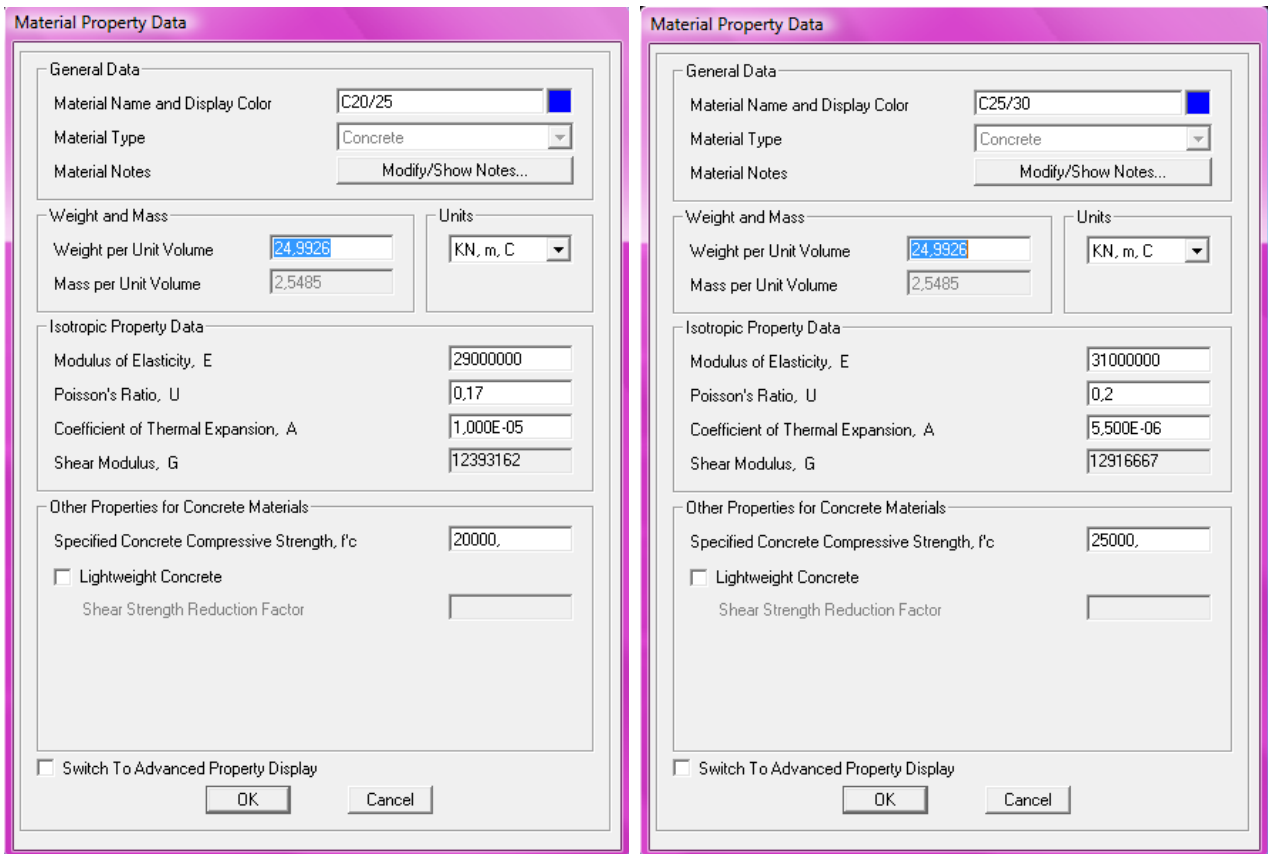
Define-Materials- Add New Material- Quick Material Definition Form



Εικόνα 3.29: Καθορισμός Υλικών Δόμησης του Φορέα

Αφού έγινε η προσθήκη των υλικών που θα χρησιμοποιήσουμε στον φορέα, πρέπει να καθορίσουμε τις ιδιότητές τους:

Define- Materials- Modify/ Show Materials- Material Property Data

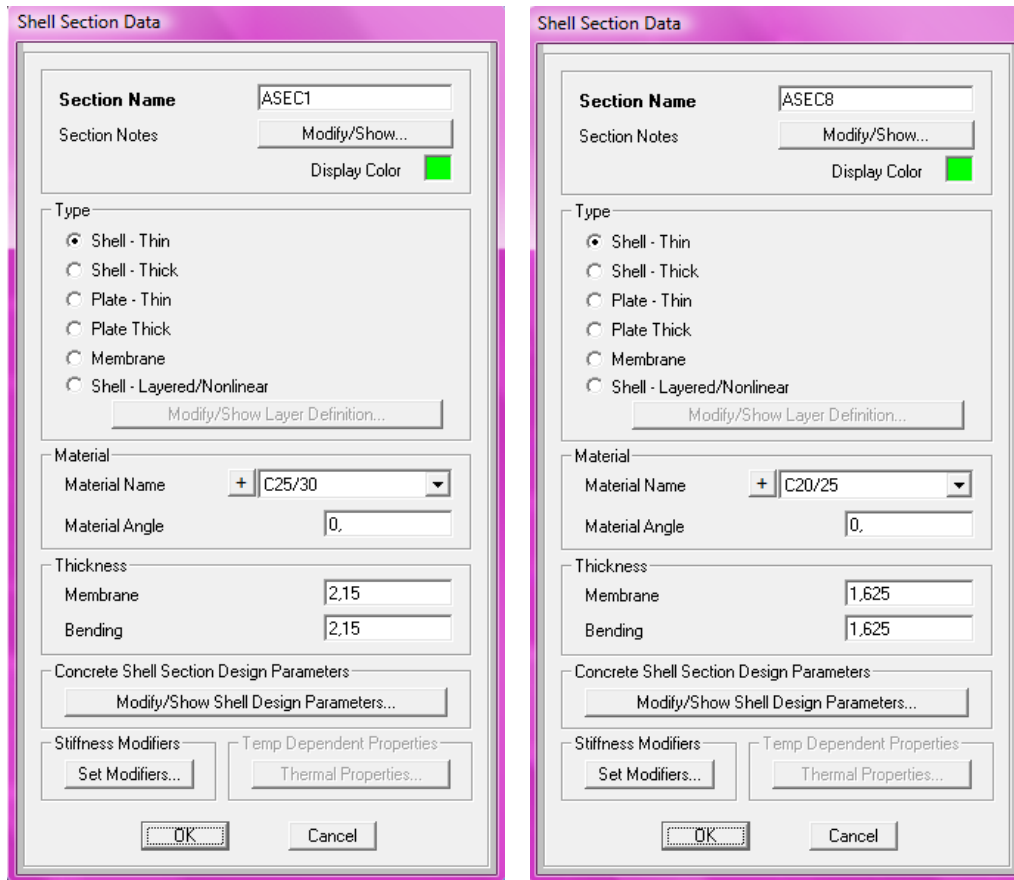


Εικόνα 3.30: Προσδιορισμός Χαρακτηριστικών Δομικού Σκυροδέματος

Το επόμενο πολύ σημαντικό στάδιο κατά την μοντελοποίηση του θεμελίου της αιολικής μηχανής είναι η **διαμόρφωση των διατομών** του. Η σπουδαιότητα του σταδίου αυτού έγκειται στο ότι βάσει των διατομών θα προσδιοριστεί η δυσκαμψία, η αντοχή αλλά και το ίδιο βάρος της κατασκευής. Όπως φαίνεται και από την περιγραφή του θεμελίου στην Εικόνα 3.22 και στον Πίνακα 3.6, οφείλουμε να ορίσουμε οκτώ (8) διαφορετικές διατομές, οι οποίες διαφέρουν αφενός ως προς το ύψος τους αφετέρου ως προς το υλικό μόρφωσής τους.

Define- Section Properties- Area Sections- “Shell”

Add New Property



Εικόνα 3.31α: Διαμόρφωση Επιμέρους Διατομής στο κέντρο του θεμελίου όπου χρησιμοποιούμε ως υλικό μόρφωσης το σκυρόδεμα C25/30 και έχουμε ύψος διατομής το μέγιστο ύψος της θεμελίωσης, 2,15m

Εικόνα 3.31β: Διαμόρφωση Επιμέρους Διατομής στην παρειά του θεμελίου όπου χρησιμοποιούμε ως υλικό μόρφωσης το σκυρόδεμα C20/25 και έχουμε ύψος διατομής το ελάχιστο ύψος της θεμελίωσης, 1,625m

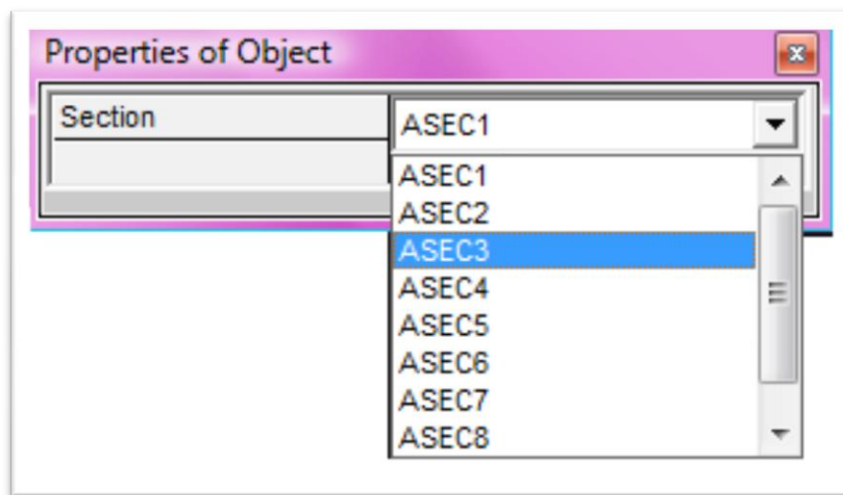
Εικόνα 3.31: Διαμόρφωση Ενδεικτικών Επιμέρους Διατομών της Θεμελίωσης

TABLE: Area Section Properties							
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
ASEC1	C25/30	0	Shell	Shell-Thin	Yes	2,15	2,15
ASEC2	C20/25	0	Shell	Shell-Thin	Yes	1,925	1,925
ASEC3	C20/25	0	Shell	Shell-Thin	Yes	1,875	1,875
ASEC4	C20/25	0	Shell	Shell-Thin	Yes	1,825	1,825
ASEC5	C20/25	0	Shell	Shell-Thin	Yes	1,775	1,775
ASEC6	C20/25	0	Shell	Shell-Thin	Yes	1,725	1,725
ASEC7	C20/25	0	Shell	Shell-Thin	Yes	1,675	1,675
ASEC8	C20/25	0	Shell	Shell-Thin	Yes	1,625	1,625

Πίνακας 3.12: Αναλυτικά Στοιχεία όλων των Τύπων διατομών

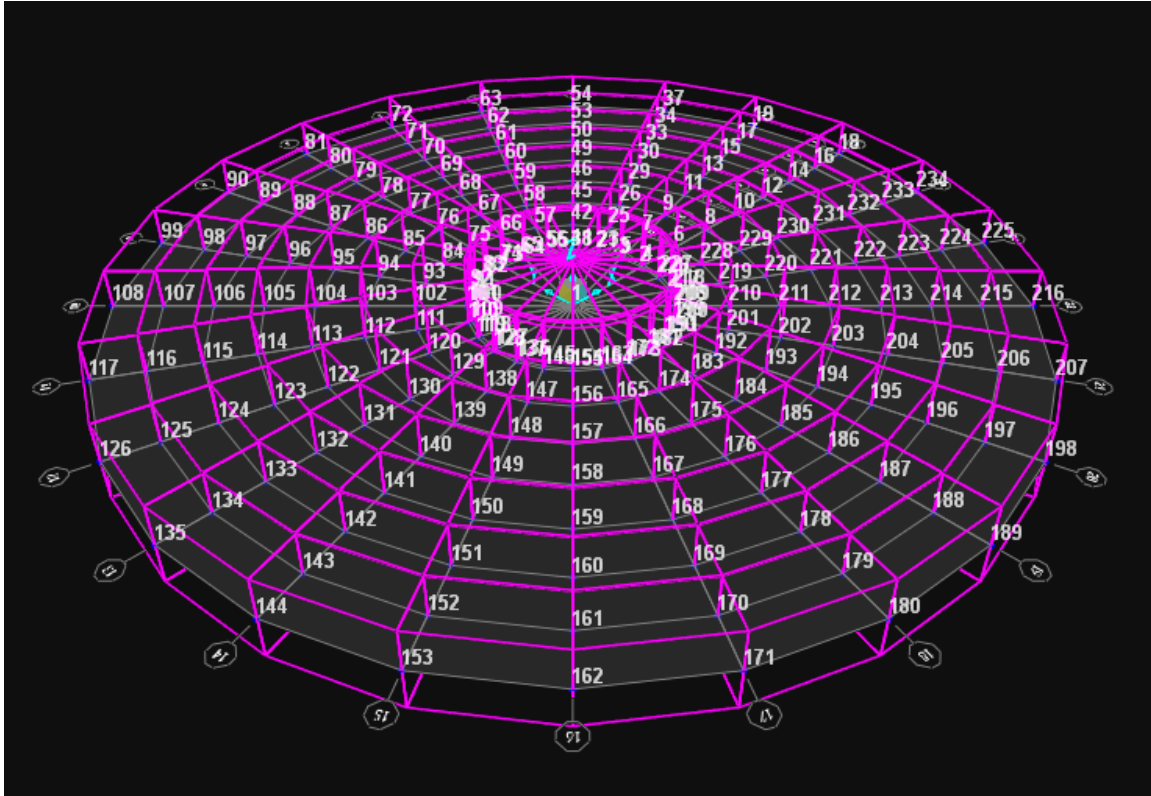
Έχοντας πλέον ορίσει τα χαρακτηριστικά των διατομών και των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν, μπορούμε να προχωρήσουμε στο επόμενο στάδιο της μοντελοποίησης- **τη μόρφωση του φορέα:**

Draw- Quick Draw Area- Κύλιση στην εντολή “Section”



Εικόνα 3.32: Επιλογή Διατομών κατά την Μόρφωση του Φορέα

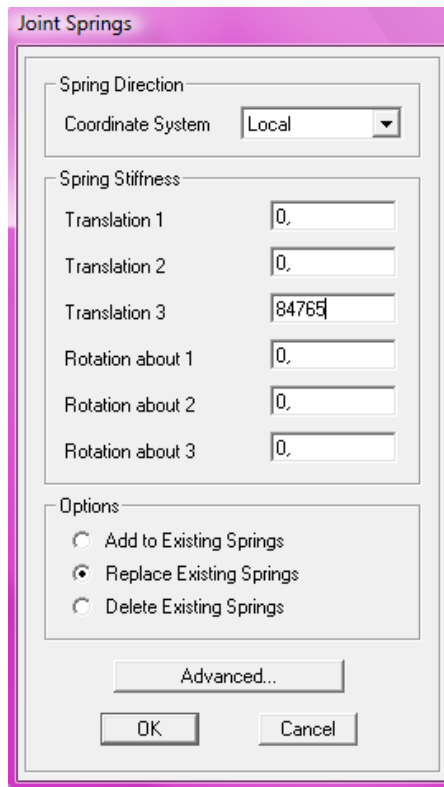
Επιλέγοντας την σωστή διατομή και ενώνοντας τους αντίστοιχους κόμβους, αρχίζει να σχηματίζεται σταδιακά ο φορέας μας. Το τελικό αποτέλεσμα είναι:



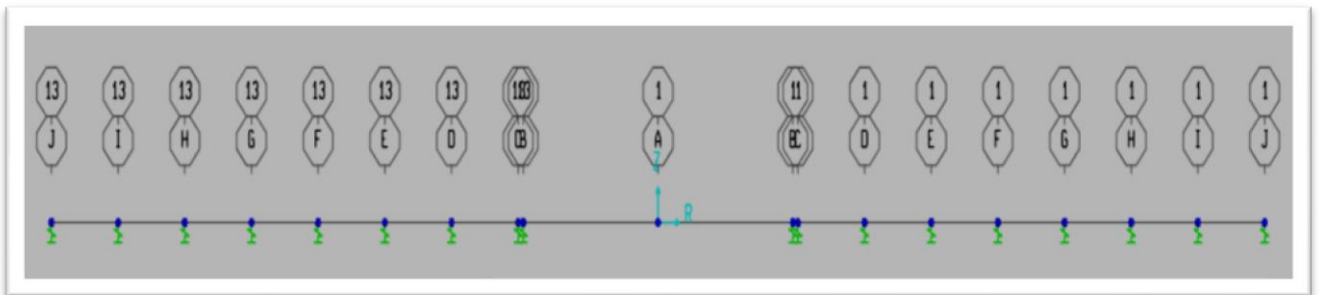
Εικόνα 3.33: Το πρώτο στάδιο Μοντελοποίησης του Φορέα

Σειρά έχει η διαμόρφωση της έδρασης του θεμελίου επί του υποκείμενου εδάφους. Σε αυτό το μοντέλο, όπως έχουμε ήδη αναλύσει, θεωρούμε σύνδεση του θεμελίου με το έδαφος μέσω γραμμικών ελατηρίων οι σταθερές των οποίων ανά θέση δόθηκαν στον Πίνακα 3.11 του παρόντος κεφαλαίου. Θα παρουσιάσουμε ενδεικτικώς την τοποθέτηση του γραμμικού ελατηρίου στον Κόμβο 144, ο οποίος αντιστοιχεί στην θέση J της Εικόνας 3.23 και επομένως βάσει του Πίνακα 3.11 φέρει ελατήριο σταθεράς 84765 kN/m.

Επιλέγοντας τον κόμβο 144 - Assign- Joint- Springs



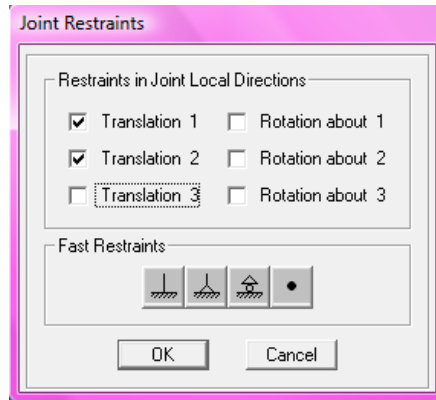
Εικόνα 3.34: Μόρφωση της Γραμμικής Ελατηριωτής Σύνδεσης του τυχαίου κόμβου 144



Εικόνα 3.35: Όψη των Γραμμικών Ελατηρίων κατά μήκος της κεντρικού διαμέτρου του θεμελίου

Για την ολοκλήρωση του πρώτου σταδίου της μοντελοποίησης της θεμελίωσης της αιολικής μηχανής, οφείλουμε να δεσμεύσουμε τις πλευρικές μετατοπίσεις x , y σε όλους τους κόμβους στην στάθμη θεμελίωσης.

Επιλέγοντας όλους τους κόμβους στη στάθμη θεμελίωσης- Assign- Joint- Restraints



Εικόνα 3.36: Δέσμευση των πλευρικών μετατοπίσεων x, y στους κόμβους της στάθμης θεμελίωσης

Στο τελικό στάδιο της μοντελοποίησης, οφείλουμε να εισάγουμε όλες τις συγκεντρωμένες κατακόρυφες δυνάμεις που μεταβιβάζονται από την ανωδομή της αιολικής μηχανής στη θεμελίωση, όπως αυτές υπολογίστηκαν και παρουσιάστηκαν στον Πίνακα 3.10 του παρόντος κεφαλαίου. Κατά τα γνωστά η εισαγωγή των δυνάμεων έγινε μέσω της σειράς εντολών:

Επιλογή Κόμβου- Assign- Joint Loads- Forces

TABLE: Joint Loads - Force					
Joint	LoadPat	CoordSys	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
2	DEAD	GLOBAL	0	0	-5899,15
21	DEAD	GLOBAL	0	0	-5133,79
55	DEAD	GLOBAL	0	0	-3042,8
73	DEAD	GLOBAL	0	0	-186,45
91	DEAD	GLOBAL	0	0	2669,9
109	DEAD	GLOBAL	0	0	4760,89
127	DEAD	GLOBAL	0	0	5526,25
145	DEAD	GLOBAL	0	0	4760,89
163	DEAD	GLOBAL	0	0	2669,9
181	DEAD	GLOBAL	0	0	-186,45
199	DEAD	GLOBAL	0	0	-3042,8
217	DEAD	GLOBAL	0	0	-5133,79

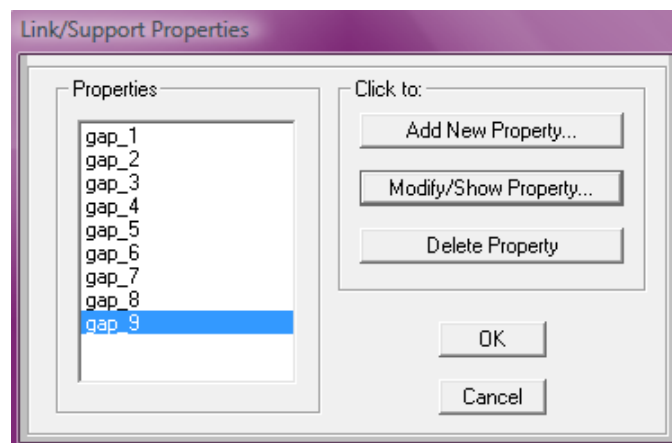
Πίνακας 3.13: Συνοπτική Παρουσίαση όλων των Επικόμβιων δυνάμεων

3.4.1.2 Πεπερασμένα στοιχεία λεπτών κελυφών (shell thin elements) με προσομοίωση μη γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements).

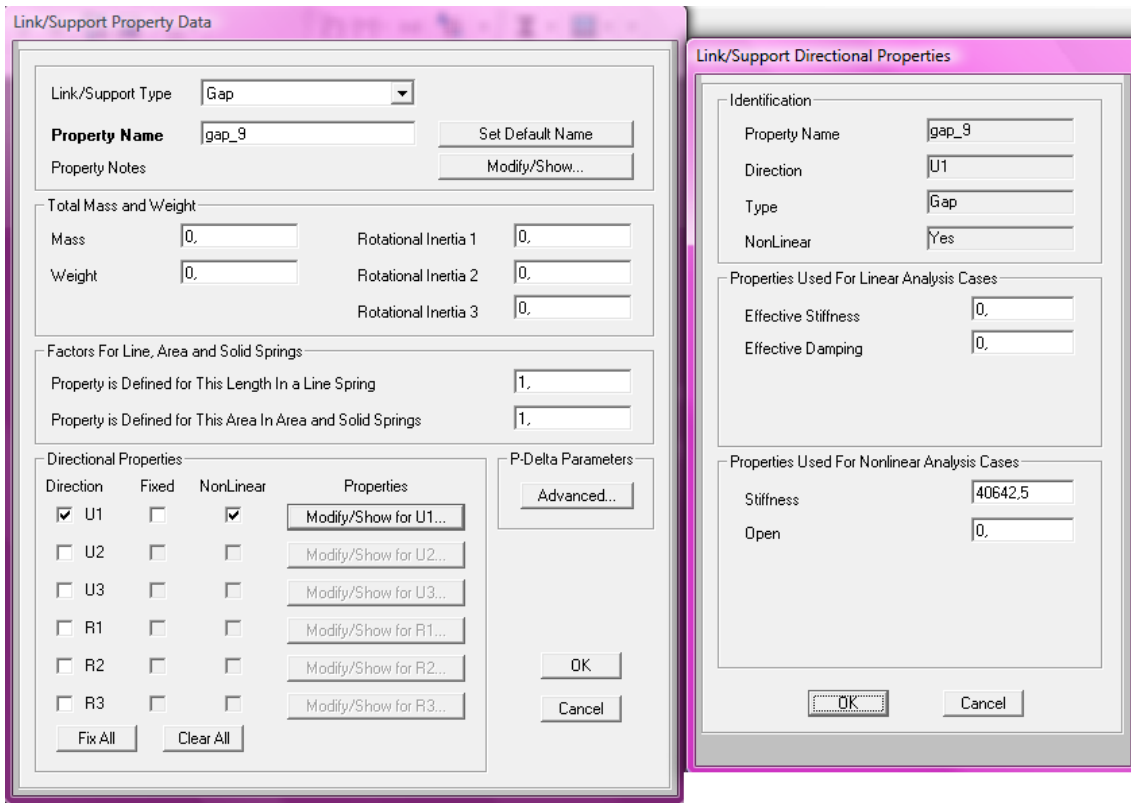
Στον δεύτερο εναλλακτικό τρόπο αντιμετώπισης της θεμελίωσης της αιολικής μηχανής, η μοντελοποίηση ακολουθεί ακριβώς τα ίδια βήματα με αυτά που αναλυτικά περιγράφηκαν στην υποπαράγραφο §3.4.1.1 που προηγήθηκε. Η μοναδική, ωστόσο ειδοποιός διαφορά, εμφανίζεται κατά το στάδιο της Εικόνας 3.34, όπου αντί για εισαγωγή γραμμικώς ελατηριωτών συνδέσεων επιλεγουμε μη-γραμμικό ελατηριωτό έδαφος.

Η εισαγωγή των gap elements στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων γίνεται μέσω της σειράς εντολών:

Define- Section Properties- Link- Support Properties- Add New Property



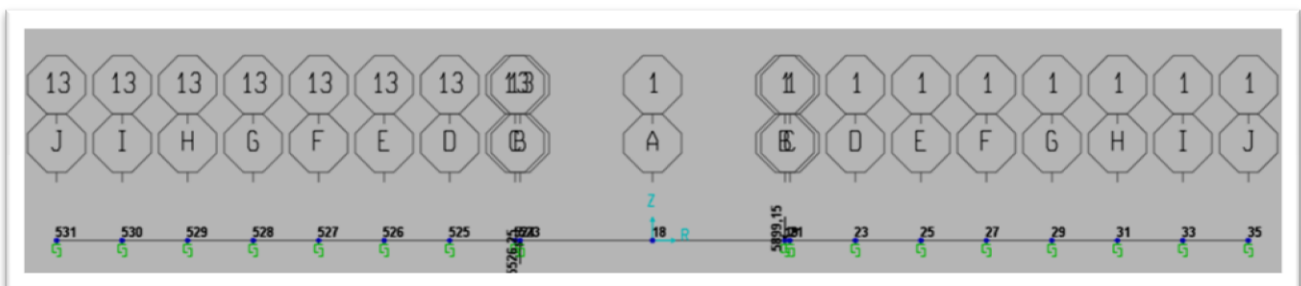
Εικόνα 3.37: Εισαγωγή Μη- Γραμμικώς Ελατηριωτών Συνδέσεων



Εικόνα 3.38: Ενδεικτική παρουσίαση ενός τύπου gap element από το πλήθος των εννέα συνολικά διαφορετικών που εισάγονται στο μοντέλο μας

Έχοντας πλέον μορφώσει όλους τους τύπους μη- γραμμικώς ελατηριωτών συνδέσεων, είμαστε έτοιμοι να τους τοποθετήσουμε στις αντίστοιχες θέσεις, ώστε να ολοκληρωθεί η μοντελοποίηση του φορέα μας:

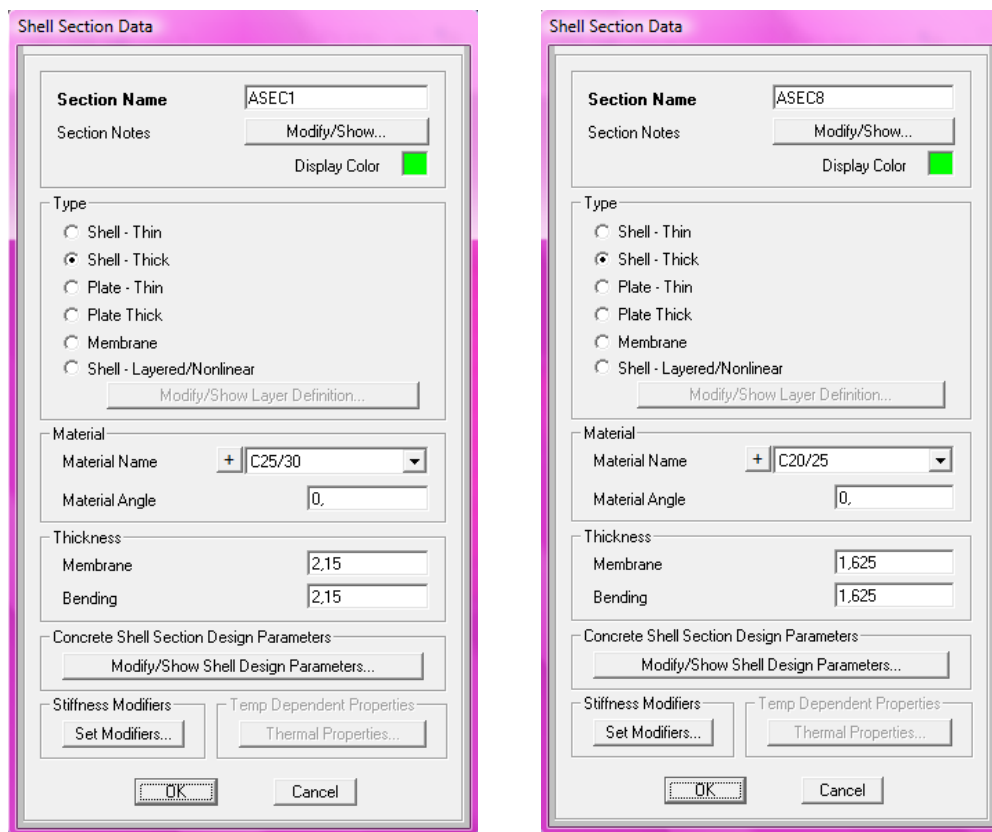
Draw- One Joint Link- Κύλιση στην επιλογή “Gap_1, Gap_2 κ.ο.κ”_
Επιλογή του αντίστοιχου κόμβου.



Εικόνα 3.39: Όψη των Μη- Γραμμικών Ελατηρίων κατά μήκος της κεντρικού διαμέτρου του θεμελίου

3.4.1.3 Πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών (shell thick elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (springs elements).

Στον τρίτο εναλλακτικό τρόπο αντιμετώπισης της θεμελίωσης της αιολικής μηχανής, η μοντελοποίηση ακολουθεί ακριβώς τα ίδια βήματα με αυτά που αναλυτικά περιγράφηκαν στην υποπαράγραφο §3.4.1.1 που προηγήθηκε. Η μοναδική εμφανίζεται κατά το στάδιο της Εικόνας 3.31:

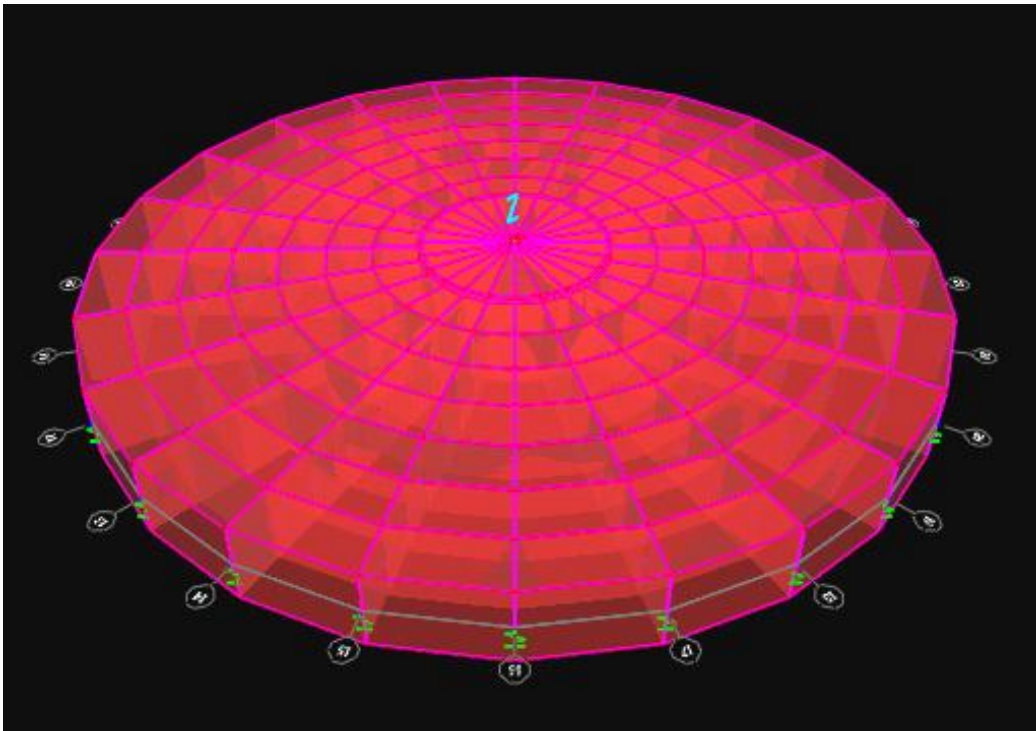


Εικόνα 3.40α: Διαμόρφωση Επιμέρους Διατομής στο κέντρο του θεμελίου όπου χρησιμοποιούμε ως υλικό μόρφωσης το σκυρόδεμα C25/30 και έχουμε ύψος διατομής το μέγιστο ύψος της θεμελίωσης, 2,15m

Εικόνα 3.40β: Διαμόρφωση Επιμέρους Διατομής στην παρεία του θεμελίου όπου χρησιμοποιούμε ως υλικό μόρφωσης το σκυρόδεμα C20/25 και έχουμε ύψος διατομής το ελάχιστο ύψος της θεμελίωσης, 1,625m

Εικόνα 3.40: Διαμόρφωση Ενδεικτικών Επιμέρους Διατομών της Θεμελίωσης

Η τελική μορφή αυτής της μοντελοποίησης απεικονίζεται στην Εικόνα .41 που ακολουθεί:

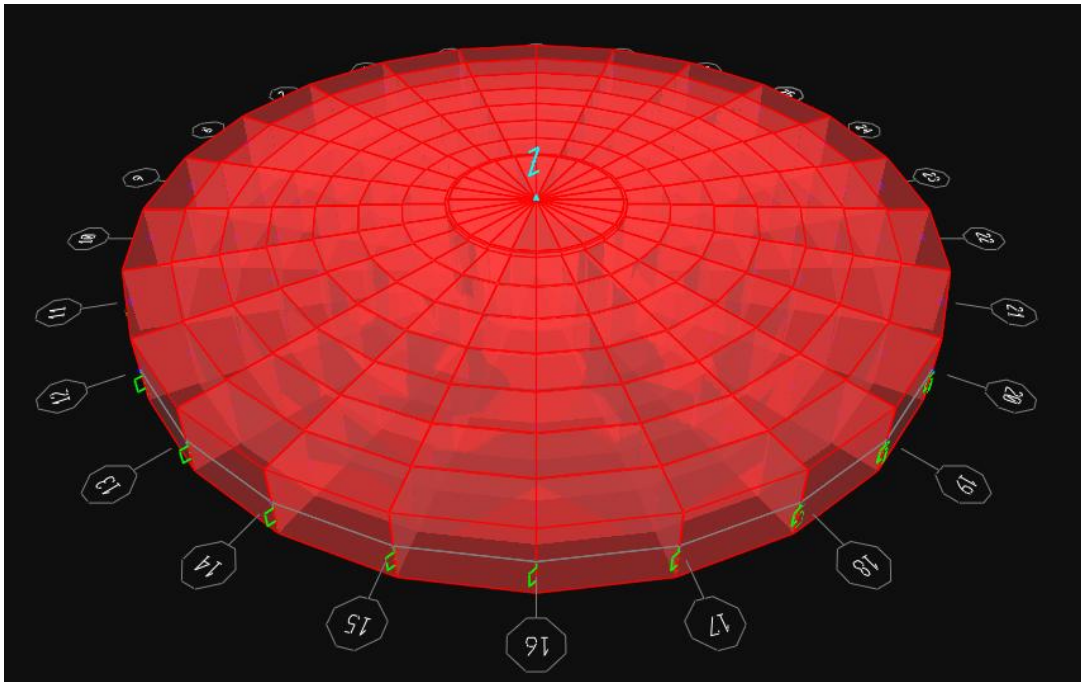


Εικόνα 3.41: Τελική μορφή Μοντελοποίησης με shell thick και springs elements

3.4.1.4 Πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών (shell thick elements) με προσομοίωση μη- γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements)

Όσον αφορά τον τέταρτο εναλλακτικό τρόπο μοντελοποίησης της θεμελίωσης της Α/Γ, αυτός προκύπτει ως ένας συνδυασμός των μικρομεταβολών οι οποίες αναπτύχθηκαν στις παραγράφους §3.4.1.2 και §3.4.1.3 που προηγούνται.

Η τελική της μορφή απεικονίζεται στην Εικόνα 3.42 που ακολουθεί:

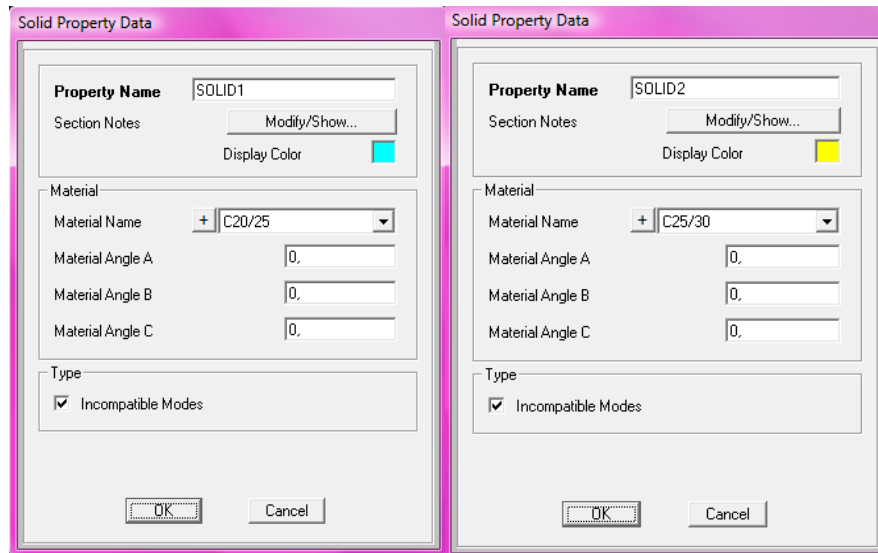


Εικόνα 3.42: Τελική μορφή Μοντελοποίησης με shell thick και gap elements

3.4.1.5 Πεπερασμένα στοιχεία όγκου (solid elements) με προσομοίωση γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (springs elements)

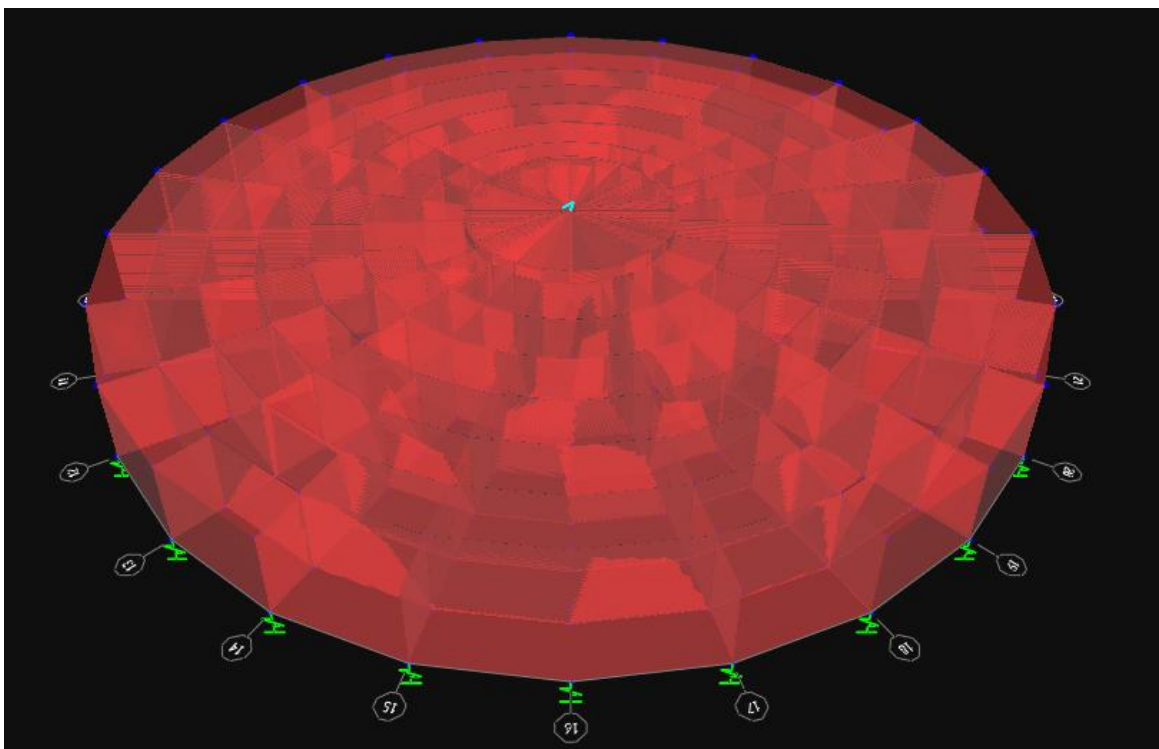
Η πέμπτη εναλλακτική μοντελοποίηση, προκύπτει απευθείας από την αντίστοιχή της για shell elements, είτε με λεπτά (thin) είτε με παχιά (thick) στοιχεία, μέσω της εντολής “extrude areas to solids”, εφόσον έχουμε ήδη μορφώσει τα στοιχεία όγκου που θα χρησιμοποιήσουμε:

Define- Section Properties- Solid Properties- Add New Property



Εικόνα 3.43: Τελική μορφή Μοντελοποίησης με shell thick και gap elements

Η τελική της μορφή απεικονίζεται στην Εικόνα 3.44 που ακολουθεί:

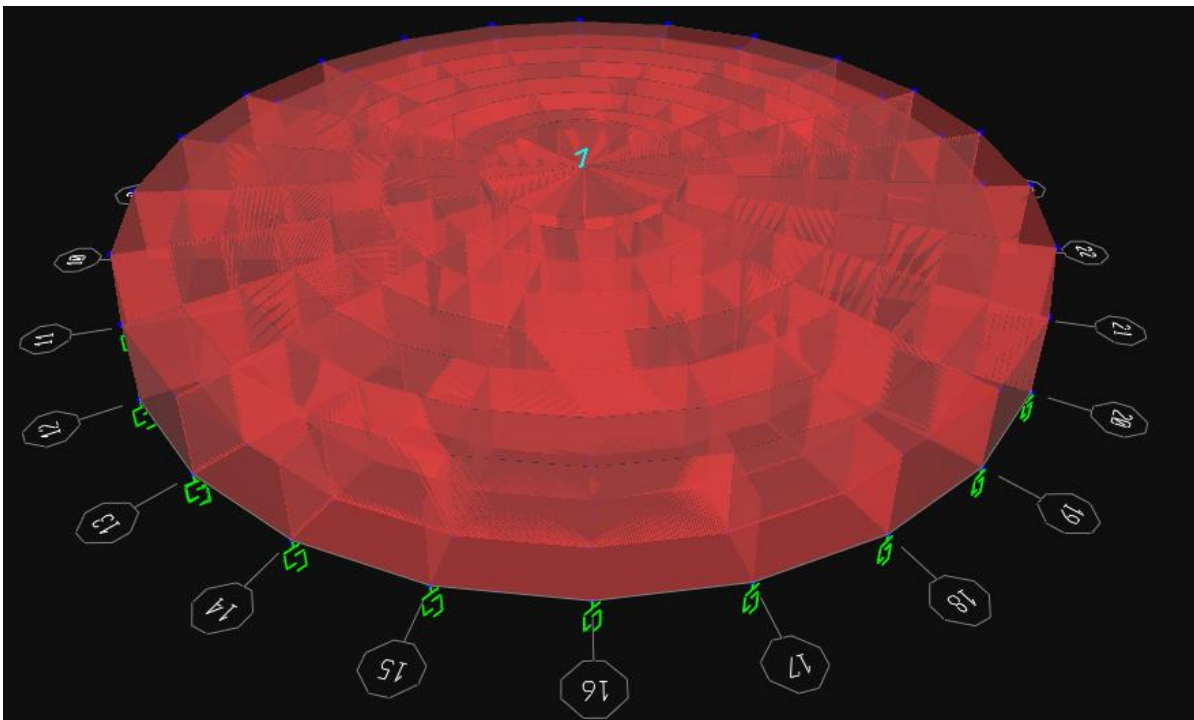


Εικόνα 3.44: Τελική μορφή Μοντελοποίησης με solid και springs elements

3.4.1.6 Πεπερασμένα στοιχεία όγκου (solid elements) με προσομοίωση μη- γραμμικώς ελατηριωτού εδάφους (gap elements)

Η έκτη, και τελευταία, εναλλακτική προσομοίωση της θεμελίωσης, προκύπτει από την προηγούμενη εφαρμόζοντας την μετατροπή από springs σε gap elements, όπως αυτή παρουσιάστηκε στην υποπαράγραφο §3.4.1.2.

Η τελική της μορφή απεικονίζεται στην Εικόνα 3.45 που ακολουθεί:



Εικόνα 3.45: Τελική μορφή Μοντελοποίησης με solid και gap elements

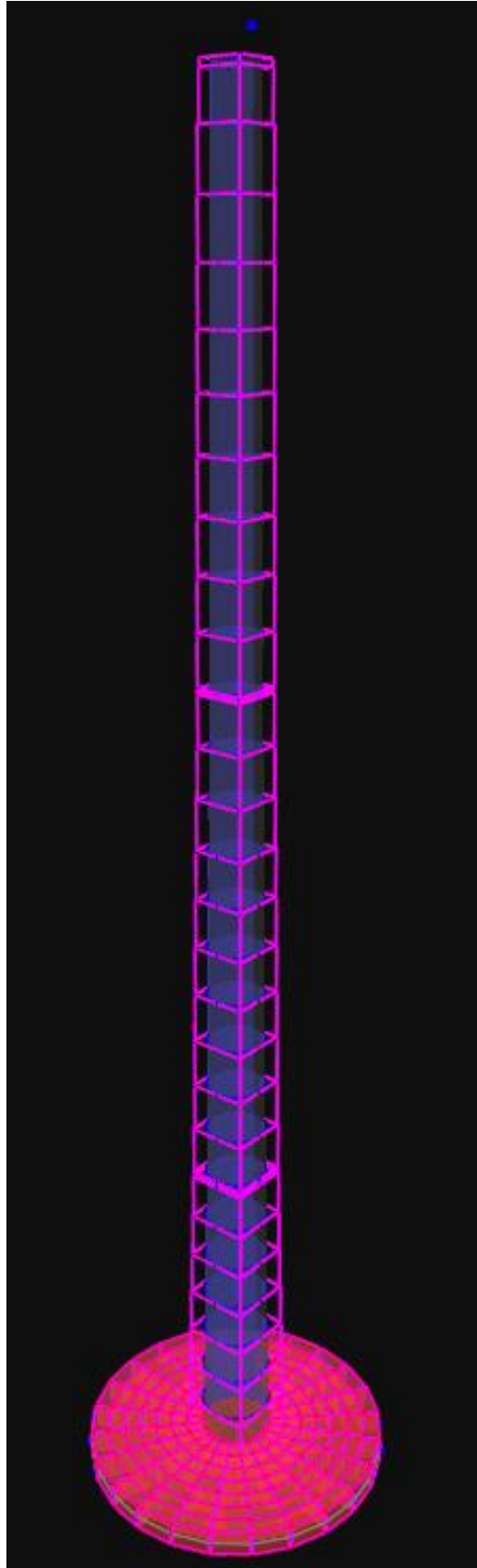
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 - «Η ΑΙΟΛΙΚΗ ΜΗΧΑΝΗ ΩΣ ΕΝΟΠΟΙΗΜΕΝΟ ΜΟΝΤΕΛΟ»

Στα δύο κεφάλαια που προηγήθηκαν, αντιμετωπίσαμε ανεξάρτητα την ανωδομή (Κεφάλαιο 2) από την θεμελίωση (Κεφάλαιο 3) της αιολικής μηχανής, τόσο σε επίπεδο θεωρητικού υποβάθρου όσο και -κυρίως, σε επίπεδο μοντελοποίησης μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000, version15.

Στο παρόν κεφάλαιο λοιπόν, είμαστε έτοιμοι να αντιμετωπίσουμε την Α/Γ που μελετάμε, ως έναν ενιαίο φορέα. Στην συνέχεια, όταν θα έχουμε ήδη μορφώσει το ενοποιημένο μοντέλο, θα μπορέσουμε να παρακολουθήσουμε την απόκριση της ενιαίας κατασκευής υπό τα ελαστικά φάσματα του ΕΑΚ2000 και του EC8 αλλά και υπό επιλεγμένες φορτίσεις χρονοϊστορίας.

Το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων δίνει την δυνατότητα συνένωσης δύο υπάρχοντων μοντέλων με πολύ εύκολο τρόπο μέσω των εντολών export και import ως αρχεία SAP2000.s2k Text File. Από τις έξι εναλλακτικές μοντελοποιήσεις του θεμελίου που παρουσιάστηκαν στις παραγράφους §3.4.1.1~§3.4.1.6, αυτές που θα μας απασχολήσουν στο εξής είναι η προσομοίωση με παχιά στοιχεία κελύφους (shell thick elements) με έδαφος αφενός γραμμικώς ελατηριωτό (spring elements) αφετέρου μη- γραμμικώς ελατηριωτό (gap elements). Όπως θα δούμε παρακάτω, στο Κεφάλαιο 6, οι υπόλοιπες τέσσερις μοντελοποιήσεις έγιναν καθαρά για λόγους σύγκρισης αποτελεσμάτων σχετικών με τις προκύπτουσες παραμορφώσεις και καθιζήσεις ανάλογα με τον τρόπο προσομοίωσης, που είναι και το βασικό αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Στην Εικόνα 4.1 που ακολουθεί, βλέπουμε μία γενική μορφή του ενοποιημένου φορέα, η οποία μας παρέχει μία γενική αίσθηση των σχετικών διαστάσεων των δύο μελών της κατασκευής.



Εικόνα 4.1: Γενική Μορφή Ενοποιημένου Φορέα

4.1 Μεταβίβαση Φορτίων Ανωδομής στη Θεμελίωση της Α/Γ

Στην υποπαράγραφο §3.1.2.2 του προηγούμενου κεφαλαίου αλλά και στο Παράρτημα Α, είδαμε τους εννέα (9) συνδυασμούς που ο Ευρωπαϊκός Κανονισμός IEC61400-1 για τις Α/Γ ορίζει προκειμένου τον συνδυασμό των ανεμικών και των νεκρών φορτίων της κατασκευής με τα εντατικά αποτελέσματα του σεισμού. Στην υποπαράγραφο §3.3 και συγκεκριμένα στον Πίνακα 3.10 του ίδιου Κεφαλαίου, παρουσιάσαμε την μεταβίβαση των φορτίων της ανωδομής στο μοντέλο της θεμελίωσης. Στον ενοποιημένο φορέα, ωστόσο, τον οποίο μελετάμε σε αυτό το Κεφάλαιο της εργασίας, δεν υπάρχει κανένας λόγος μεταβίβασης των νεκρών φορτίων της ανωδομής στο θεμέλιο, δεδομένου ότι το νεκρό φορτίο του φορέα είναι πλέον ενοποιημένο καθώς και των σεισμικών εντατικών μεγεθών, μιας και το σύνολο της κατασκευής θα υποβληθεί στα ελαστικά φάσματα απόκρισης.

Πρέπει, επομένως, με κάποιον τρόπο, να απομονώσουμε από τα ακραία και τα μέσα φορτία που λάβαμε από την εταιρεία Vestas και τα οποία περιέχονται στο Παράρτημα Δ, το ίδιο βάρος του πυλώνα της αιολικής μηχανής. Χωρίς σημαντικό λάθος, μπορούμε να θεωρήσουμε, πως τα εναπομείναντα φορτία αντιστοιχούν στην ανεμική επίδραση και επομένως είναι, πλέον, δυνατή η μεταβίβασή της στους κοχλίες του θεμελίου. Το ίδιο βάρος του πυλώνα, τέλος, μπορούμε να το εξάγουμε από την στατική επίλυση για κατακόρυφα φορτία που έχουμε ήδη πραγματοποιήσει, τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.22 του Κεφαλαίου 2.

Επομένως, τα εντατικά μεγέθη που πρέπει να επανεισαχθούν στους έξι (6) μη σεισμικούς συνδυασμούς του IEC61400-1 προκειμένου την εύρεση του δυσμενέστερου συνδυασμού, είναι τα ακόλουθα:

	F_x	F_y	F_z	M_{xy}	M_z
ΑΚΡΑΙΑ ΦΟΡΤΙΑ Α/Γ	-10	-559	-2486	48595,19	-1212
ΜΕΣΑ ΦΟΡΤΙΑ Α/Γ	0	153	-2486	10550	91
ΙΔΙΟΝ ΒΑΡΟΣ ΠΥΛΩΝΑ	0	0	-2447,66	1288,74	0

ΑΚΡΑΙΑ ΑΝΕΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	-10	-559	-38,34	47306,45	-1212
ΜΕΣΗ ΑΝΕΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	0	153	-38,34	9261,26	91

Πίνακας 4.1: Ακραία και Μέση Ανεμική Φόρτιση

Μεταβιβάζοντας τα φορτία αυτά στους μη σεισμικούς φορτικούς συνδυασμούς, προκύπτει ως δυσμενέστερος συνδυασμός και πάλι ο συνδυασμός 1.3- όπως μπορούμε αναλυτικά να δούμε στο Παράρτημα ΣΤ, ενώ οι επιβαλλόμενες επικόμβιες δυνάμεις στους κοχλίες του θεμελίου φαίνονται στον Πίνακα 4.2 που ακολουθεί:

		Extreme V90L71F
		$F_z=(F_z/n)+(4/n*d)*M_d*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	2781,38
2	60	4819,60
3	90	5565,64
4	120	4819,60
5	150	2781,38
6	180	-2,88
7	210	-2787,13
8	240	-4825,35
9	270	-5571,39
10	300	-4825,35
11	330	-2787,13
12	360	-2,88

Πίνακας 4.2: Δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίων Ανωδομής

4.2 Επιλογή κατάλληλου συντελεστή ιξώδους απόσβεσης για το ενοποιημένο μοντέλο

Στην υποπαράγραφο §3.2.5 του Κεφαλαίου 3, μιλήσαμε συνοπτικά για το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους ~ κατασκευής. Στα πλαίσια αυτής της ενότητας, ειδική μνεία έγινε στον τρόπο επιλογής της ενεργούς ιξώδους απόσβεσης κατασκευής εδραιωμένης επί συγκεκριμένου εδάφους. Κάνοντας αριθμητική εφαρμογή αυτής της μεθόδου (εξισώσεις 3.47-3.52), θα υπολογίσουμε στο σημείο αυτό την απόσβεση του ενιαίου μοντέλου της αιολικής μηχανής.

Από τον Πίνακα 2.11 του Κεφαλαίου 2, όπου δίνεται η κατάταξη των εδαφικών σχηματισμών βάσει του Ευρωκώδικα 8, λαμβάνουμε πως για την Κατηγορία Εδάφους Α στην οποία υπαγόμαστε η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων του σεισμού είναι >800 m/sec. Εμείς θα δεχθούμε την ελάχιστη αυτή τιμή:

$$V_{so} = 800 \text{ m/sec}$$

Η εδαφική επιτάχυνση είναι $PGA = 0,336 \text{ g}$ επομένως από τον Πίνακα 3.3 η μείωση του μέτρου διάτμησης εκτιμάται σε

$$G/G_o = 0,42$$

Το μέτρο διάτμησης για μικρές παραμορφώσεις είναι:

$$V_{so} = \sqrt{\frac{G_o}{\rho}} \Leftrightarrow G_o = \rho \cdot V_{so}^2 = \frac{18}{10} \cdot 800^2 = 1152000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1152 \text{ MPa}$$

Επομένως το μέτρο διάτμησης είναι

$$G = 0,42 \cdot 1152 = 483,84 \text{ MPa}$$

Για κυκλικό θεμέλιο

$$r_a = r_m = r = 9,0 \text{ m}$$

Η οριζόντια και η στρεπτική δυσκαμψία της θεμελίωσης είναι:

$$k_y = \frac{8 \cdot G \cdot r_a}{2 - \nu} = 20492047,06 \text{ kN/m}$$

$$k_\theta = \frac{8 \cdot G \cdot r_m^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = 1343692800 \text{ kNm/rad}$$

Η ενεργή ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι:

$$\tilde{T} = T \cdot \sqrt{1 + \frac{k}{k_y} \cdot \left(1 + \frac{k_y \cdot h^2}{k_\theta}\right)} = 3,3298 \cdot$$

$$\sqrt{1 + \frac{436,74}{20492047,06} \cdot \left(1 + \frac{20492047,06 \cdot 78,674^2}{1343692800}\right)} = 3,3333 \text{ sec}$$

Ωστόσο, στην περίπτωση αυτή, η ενεργός ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι γνωστή, ίση με αυτήν που προκύπτει από την ιδιομορφική ανάλυση του ενοποιημένου φορέα και άρα ίση με $\tilde{T} = 3,3922 \text{ sec}$.

Με βάση τους λόγους

$$\frac{\tilde{T}}{T} = 1,0187, \quad \frac{h}{r_\theta} = 8,7415 \quad \text{και} \quad \frac{e}{r_x} = 0,239$$

υπολογίζουμε τις σταθερές

$$c_e = 1,5 \cdot \frac{e}{r_x} + 1 = 1,358$$

$$\alpha_1 = c_e \cdot e^{\left(4,7 - 1,6 \frac{h}{r_\theta}\right)} = 1,258 \cdot 10^{-4}$$

$$\alpha_2 = c_e \cdot \left[25 \cdot \ln \left(\frac{h}{r_\theta} \right) - 16 \right] = 51.878$$

Ο συντελεστής απόσβεσης θεμελίωσης προκύπτει

$$\tilde{\zeta}_o = \alpha_1 \left(\frac{\tilde{T}}{T} - 1 \right) + \alpha_2 \left(\frac{\tilde{T}}{T} - 1 \right)^2 = 0,0182$$

και ο συντελεστής ενεργού απόσβεσης για απόσβεση κατασκευής $\zeta=2\%$ είναι:

$$\tilde{\zeta} = \tilde{\zeta}_o + \frac{\zeta}{\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^3} = 3,7\%$$

4.3 Η Απόσβεση στις κατασκευές

Στην υποπαράγραφο αυτή θα ασχοληθούμε με διάφορα θέματα που προκύπτουν σχετικά με τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων απόσβεσης των κατασκευών. ο προσδιορισμός των συντελεστών του μητρώου απόσβεσης άμεσα από τις διαστάσεις της κατασκευής και των δομικών μελών της, καθώς και από τις ιδιότητες απόσβεσης των δομικών μελών που χρησιμοποιούνται είναι ανέφικτος. Συνεπώς, η απόσβεση γενικά καθορίζεται μέσω αριθμητικών τιμών των ιδιομορφικών λόγων απόσβεσης, οι οποίοι είναι επαρκείς για την ανάλυση γραμμικών συστημάτων με κλασική απόσβεση. Ωστόσο, το μητρώο απόσβεσης χρειάζεται για την ανάλυση γραμμικών συστημάτων με μη κλασική απόσβεση καθώς και για την ανάλυση μη- γραμμικών κατασκευών. Παρακάτω θα παρουσιάσουμε δύο διαδικασίες για την μόρφωση του μητρώου απόσβεσης μιας κατασκευής από τους ιδιομορφικούς λόγους απόσβεσης.

4.3.1 Εκτίμηση Ιδιομορφικών Λόγων Απόσβεσης

Αν πρέπει να εκτιμηθεί η σεισμική ασφάλεια μιας υφιστάμενης κατασκευής, θα ήταν επιθυμητό, ιδανικά, να προσδιορίσουμε πειραματικώς τις σημαντικές ιδιότητες της κατασκευής, συμπεριλαμβανομένης της απόσβεσής της. Ωστόσο, αυτό

πραγματοποιείται σπανίως εξαιτίας της έλλειψης χρόνου και οικονομικών πόρων. Για ένα νέο κτήριο που σχεδιάζεται, προφανώς η απόσβεσή του ή άλλες ιδιότητες δεν μπορούν να μετρηθούν.

Οι ιδιομορφικοί λόγοι απόσβεσης μιας κατασκευής θα πρέπει επομένως να εκτιμηθούν με τη χρήση δεδομένων μετρήσεων για παρόμοιες κατασκευές. Αν και οι ερευνητές έχουν συγκεντρώσει ένα σημαντικό όγκο πολύτιμων δεδομένων, αυτά θα πρέπει να χρησιμοποιούνται με προσοχή, διότι κάποια από αυτά δεν είναι άμεσα εφαρμόσιμα στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό. Για παράδειγμα, οι λόγοι απόσβεσης που προσδιορίζονται από τις δοκιμές εξαναγκασμένης ταλάντωσης μικρού εύρους δεν θα πρέπει να χρησιμοποιούνται απευθείας για την ανάλυση της απόκρισης σε σεισμούς που προκαλούν πολύ μεγαλύτερες κινήσεις στην κατασκευή, ας πούμε μέχρι διαρροής των δομικών υλικών. Οι λόγοι ιδιομορφικής απόσβεσης για τέτοιες αναλύσεις θα πρέπει να βασίζονται σε δεδομένα από καταγραφείσες σεισμικές κινήσεις.

Οι πιο χρήσιμες πληροφορίες, οι οποίες όμως είναι δύσκολο να αποκτηθούν, προέρχονται από κατασκευές που δονούνται ισχυρά, αλλά δεν παραμορφώνονται στην ανελαστική περιοχή. Οι λόγοι απόσβεσης που προσδιορίζονται από μικρές κινήσεις των κατασκευών δεν είναι αντιπροσωπευτικοί της μεγαλύτερης απόσβεσης που αναμένεται για μεγαλύτερα εύρη κίνησης. Από την άλλη μεριά, οι καταγραφείσες κινήσεις κατασκευών που έχουν υποστεί σημαντική διαρροή κατά την διάρκεια ενός σεισμού θα παρείχαν λόγους απόσβεσης που περιλαμβάνουν επίσης την απώλεια ενέργειας εξαιτίας της διαρροής των δομικών υλικών. Οι λόγοι απόσβεσης αυτοί, δεν θα ήταν χρήσιμοι στη δυναμική ανάλυση διότι η τελευταία αυτή απώλεια ενέργειας λαμβάνεται υπ' όψιν ξεχωριστά μέσω μη- γραμμικών σχέσεων δύναμης- παραμόρφωσης.

Ιδανικά, θα επιθυμούσαμε να έχουμε δεδομένα για την απόσβεση προσδιορισμένα από καταγραφείσες σεισμικές κινήσεις πολλών κατασκευών διαφόρων μορφών- κτήρια, γέφυρες, φράγματα, κλπ., διαφόρων υλικών- χάλυβας, ωπλισμένο σκυρόδεμα, προεντεταμένο σκυρόδεμα, τοιχοποιία, ξύλο, κλπ. Αυτά τα δεδομένα θα παρείχαν μια βάση για την εκτίμηση των λόγων απόσβεσης μιας

υφιστάμενης κατασκευής για την αποτίμηση της σεισμικής της ασφάλειας ή μιας νέας υπό σχεδιασμό κατασκευής. Μέχρι να συγκεντρώσουμε μια επαρκώς μεγάλη βάση δεδομένων, η επιλογή των λόγων απόσβεσης βασίζεται στα όποια διαθέσιμα δεδομένα και στην γνώμη των ειδικών. Στον Πίνακα 4.3 δίνονται προτεινόμενες τιμές απόσβεσης για δύο επίπεδα κίνησης: επίπεδα τάσεων λειτουργίας ή επίπεδα τάσεων όχι μεγαλύτερα από το ήμισυ του ορίου διαρροής, και τάσεις στο- ή ακριβώς κάτω από το- όριο διαρροής. Για κάθε επίπεδο τάσεων δίνεται ένα εύρος τιμών απόσβεσης. Οι υψηλότερες τιμές απόσβεσης μπορούν να χρησιμοποιούνται για συνήθεις κατασκευές, και οι χαμηλότερες τιμές είναι για ειδικές κατασκευές που πρέπει να μελετηθούν πιο συντηρητικά. Επιπροσθέτως στον ίδιο Πίνακα, οι συνιστώμενες τιμές απόσβεσης είναι 3% για κατασκευές άοπλης τοιχοποιίας και 7% για κατασκευές οπλισμένης τοιχοποιίας. Οι περισσότεροι κτηριακοί κανονισμοί δεν αναγνωρίζουν την μεταβολή στην απόσβεση με τα δομικά υλικά. Και τυπικά ένας λόγος απόσβεσης 5% εμπεριέχεται στις καθορισμένες από τον κανονισμό σεισμικές δυνάμεις και στο φάσμα σχεδιασμού.

ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΑΣΕΩΝ	ΜΟΡΦΗ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	ΛΟΓΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ (%)
Τάσεις λειτουργίας όχι παραπάνω από το 1/2 του ορίου διαρροής	Χάλυβας με συγκολλητές συνδέσεις, προεντεταμένο σκυρόδεμα, ωπλισμένο σκυρόδεμα, καλής κατάστασης (μόνο ελαφρά ρηγμάτωση)	2 – 3
	Ωπλισμένο σκυρόδεμα με σημαντική ρηγμάτωση	3 – 5
	Χάλυβας με κοχλιωτές συνδέσεις και/ ή με ηλώσεις, ξύλινες κατασκευές με καρφωτές ή κοχλιωτές συνδέσεις	5 – 7
Στο όριο διαρροής ή ακριβώς κάτω από αυτό	Χάλυβας με συγκολλητές συνδέσεις, προεντεταμένο σκυρόδεμα (χωρίς πλήρη απώλεια προέντασης)	5 – 7
	Προεντεταμένο σκυρόδεμα χωρίς απομένουσα προένταση	7 – 10
	Ωπλισμένο σκυρόδεμα	7 – 10
	Χάλυβας με κοχλιωτές συνδέσεις και/ ή με ηλώσεις, ξύλινες κατασκευές με καρφωτές συνδέσεις	10 – 15
	Ξύλινες κατασκευές με συνδέσεις με ήλους	15 – 20

Πίνακας 4.3: Συνιστώμενες τιμές απόσβεσης

Οι συνιστώμενοι λόγοι απόσβεσης μπορούν να χρησιμοποιούνται απευθείας για τη γραμμική ελαστική ανάλυση κατασκευών με κλασική απόσβεση. Για τέτοια συστήματα οι εξισώσεις κίνησης όταν μετατρέπονται ώστε να αντιστοιχούν στις διάφορες ιδιομορφές γίνονται ασύζευκτες, και οι εκτιμηθέντες λόγοι απόσβεσης χρησιμοποιούνται άμεσα σε κάθε ιδιομορφική εξίσωση.

4.3.2 Μητρώο Απόσβεσης

Πότε χρειάζεται το μητρώο απόσβεσης; Πρέπει να καθορισθεί πλήρως αν η κλασική ιδιομορφική ανάλυση δεν μπορεί να εφαρμοσθεί. Τέτοια είναι η περίπτωση

των κατασκευών με μη κλασική απόσβεση, ακόμα και αν το ενδιαφέρον μας περιορίζεται στη γραμμική ελαστική τους απόκριση. Η κλασική ιδιομορφική ανάλυση δεν μπορεί επίσης να εφαρμοσθεί στην ανάλυση μη- γραμμικών συστημάτων ακόμα και αν η απόσβεσή τους είναι κλασικής μορφής- όπως είναι στα πλαίσια αυτής της εργασίας η μελέτη του ενοποιημένου φορέα της αιολικής μηχανής με μη- γραμμική ελατηριωτή προσομοίωση εδάφους. Ένα από τα πιο σημαντικά μη- γραμμικά προβλήματα που μας ενδιαφέρουν είναι ο υπολογισμός της απόκρισης των κατασκευών πέραν του γραμμικώς ελαστικού εύρους τους κατά την διάρκεια του σεισμού.

Το μητρώο απόσβεσης για πρακτικές κατασκευές δεν θα πρέπει να υπολογίζεται από τις διαστάσεις της κατασκευής, το μέγεθος των δομικών μελών και την απόσβεση των δομικών υλικών που χρησιμοποιούνται. Κάποιος θα μπορούσε να σκεφτεί ότι θα ήταν δυνατόν να προσδιορισθεί το μητρώο απόσβεσης από τις ιδιότητες απόσβεσης των μεμονωμένων δομικών μελών, όπως ακριβώς προσδιορίζεται το μητρώο δυσκαμψίας. Ωστόσο είναι αδύνατος ο προσδιορισμός του μητρώου απόσβεσης με αυτόν τον τρόπο, διότι σε αντίθεση με το μέτρο ελαστικότητας που υπεισέρχεται στον υπολογισμό της δυσκαμψίας, οι ιδιότητες απόσβεσης των υλικών δεν είναι καλά καθορισμένες. Ακόμα και αν αυτές οι ιδιότητες ήταν γνωστές, το προκύπτον μητρώο απόσβεσης δε θα αντιπροσώπευε ένα σημαντικό μέρος της απώλειας ενέργειας λόγω της τριβής στις μεταλλικές συνδέσεις, του ανοίγματος και του κλεισίματος των μικρορωγμών στο σκυρόδεμα, της παραμόρφωσης μη φερόντων μελών- τοίχων πληρώσεων, μηχανικού εξοπλισμού, πυροπροστασίας, κλπ-, της τριβής μεταξύ της ίδιας της κατασκευής και των μη φερόντων μελών, και άλλων παρόμοιων μηχανισμών, κάποιους από τους οποίους είναι δύσκολο ακόμα και να τους αναγνωρίσουμε.

Επομένως το μητρώο απόσβεσης για μία κατασκευή θα πρέπει να προσδιορίζεται από τους ιδιομορφικούς της λόγους απόσβεσης, οι οποίοι αντιπροσωπεύουν όλους τους μηχανισμούς ανάλωσης ενέργειας. Όπως συζητήθηκε και στην υποπαράγραφο §4.3.1 που προηγήθηκε, οι ιδιομορφικοί λόγοι απόσβεσης πρέπει να εκτιμώνται από διαθέσιμα δεδομένα για παρόμοιες κατασκευές που

δονήθηκαν ισχυρά κατά την διάρκεια προηγούμενων σεισμών, αλλά δεν παραμορφώθηκαν στην ανελαστική περιοχή. Ελλείψει τέτοιων δεδομένων συνιστώνται οι τιμές του Πίνακα 4.3.

4.3.3 Κλασικό Μητρώο Απόσβεσης

Η κλασική απόσβεση είναι μία κατάλληλη προσομοίωση αν παρόμοιοι μηχανισμοί απόσβεσης κατανέμονται σε όλη την κατασκευή (για παράδειγμα ένα πολυώροφο κτήριο με παρόμοιο δομικό σύστημα και δομικά υλικά καθ' όλο το ύψος). Στην ενότητα αυτή θα αναπτύξουμε, όπως έχουμε ήδη αναφέρει, δύο διαδικασίες για την μόρφωση ενός κλασικού μητρώου απόσβεσης για μια κατασκευή από τους ιδιομορφικούς της λόγους απόσβεσης.

4.3.3.1 Απόσβεση Rayleigh

θεωρούμε αρχικά απόσβεση ανάλογη της μάζας και απόσβεση ανάλογη της δυσκαμψίας:

$$c = \alpha_0 \cdot m \quad (4.1)$$

$$c = \alpha_1 \cdot k \quad (4.2)$$

όπου οι σταθερές α_0 και α_1 έχουν μονάδες sec^{-1} και sec αντίστοιχα.

Και για τα δύο αυτά μητρώα απόσβεσης το μητρώο C , όπως δίνεται από την εξίσωση

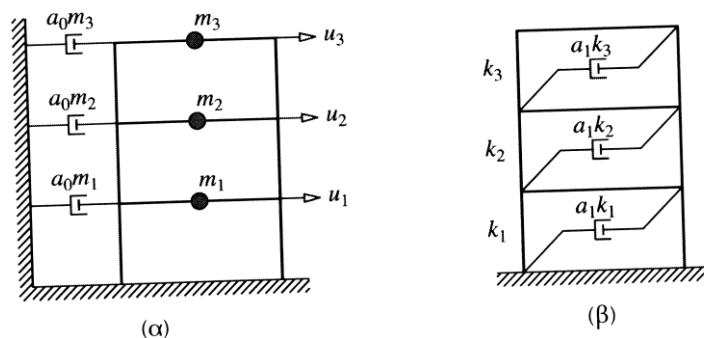
$$C = \Phi^T \cdot c \cdot \Phi \quad (4.3)$$

είναι διαγώνιο λόγω της ιδιότητας ορθογωνικότητας των ιδιομορφών, όπως αυτή περιγράφεται από τις εξισώσεις

$$\varphi_n^T \cdot k \cdot \varphi_r = 0$$

$$\varphi_n^T \cdot m \cdot \varphi_r = 0 \quad (4.4)$$

Επομένως, αυτά είναι κλασικά μητρώα απόσβεσης και αντιπροσωπεύουν τα προσομοιώματα απόσβεσης που φαίνονται στην Εικόνα 4.2 για ένα πολυώροφο κτήριο.



Εικόνα 4.2α: Απόσβεση ανάλογη της μάζας

Εικόνα 4.2β: Απόσβεση ανάλογη της δυσκαμψίας

Εικόνα 4.2: Προσομοιώματα Απόσβεσης για Πολυώροφο Κτήριο

Η ανάλογη της δυσκαμψίας απόσβεση ερμηνεύεται διαισθητικά με την προσομοίωση της απώλειας ενέργειας λόγω της παραμόρφωσης των ορόφων. Αντιθέτως η ανάλογη της μάζας απόσβεση είναι δύσκολο να δικαιολογηθεί φυσικά διότι η απόσβεση εξαιτίας του αέρα, την οποία μπορούμε να θεωρήσουμε ότι προσομοιώνει η απόσβεση αυτή, είναι αμελητέα για τις περισσότερες κατασκευές. Αξίζει να σημειωθεί, ότι καμία από τις αποσβέσεις αυτές δεν είναι κατάλληλη από μόνη της για πρακτική εφαρμογή.

Θα συσχετίσουμε τώρα τους ιδιομορφικούς λόγους απόσβεσης για ένα σύστημα με ανάλογη της μάζας απόσβεση με το συντελεστή α_0 . Η γενικευμένη απόσβεση για τη n -οστή ιδιομορφή είναι:

$$C_n = \alpha_0 \cdot M_n \quad (4.5)$$

και ο ιδιομορφικός λόγος απόσβεσης είναι:

$$\zeta_n = \frac{\alpha_0}{2} \cdot \frac{1}{\omega_n} \quad (4.6)$$

Ο συντελεστής α_0 μπορεί να επιλεγθεί για τον καθορισμό μίας δεδομένης τιμής του λόγου απόσβεσης σε οποιαδήποτε άλλη ιδιομορφή, για παράδειγμα ζ_i για την i -οστή ιδιομορφή. Η εξίσωση (4.6) τότε δίνει:

$$\alpha_0 = 2 \cdot \zeta_i \cdot \omega_i \quad (4.7)$$

Με προσδιορισμένο το α_0 , το μητρώο απόσβεσης c είναι γνωστό από την εξίσωση (4.1) και ο λόγος απόσβεσης σε οποιαδήποτε άλλη ιδιομορφή, ας πούμε στη n -οστή, δίνεται από την εξίσωση (4.6).

Παρομοίως, οι ιδιομορφικοί λόγοι απόσβεσης για ένα σύστημα με απόσβεση ανάλογη της δυσκαμψίας μπορούν να συσχετισθούν με τον συντελεστή α_1 . Στην περίπτωση αυτή:

$$C_n = \alpha_1 \cdot \omega_n^2 \cdot M_n \quad (4.8)$$

και

$$\zeta_n = \frac{\alpha_1}{2} \cdot \omega_n \quad (4.9)$$

Ο συντελεστής α_1 μπορεί να επιλεγθεί για τον καθορισμό μιας δεδομένης τιμής του λόγου απόσβεσης σε οποιαδήποτε ιδιομορφή, για παράδειγμα ζ_j για την j -οστή ιδιομορφή. Η εξίσωση (4.9) τότε δίνει:

$$\alpha_1 = \frac{2 \cdot \zeta_j}{\omega_j} \quad (4.10)$$

Με προσδιορισμένο το α_1 , το μητρώο απόσβεσης c είναι γνωστό από την εξίσωση (4.2), και ο λόγος απόσβεσης σε οποιαδήποτε άλλη ιδιομορφή δίνεται από την εξίσωση (4.9). Οι μεταβολές των ιδιομορφικών λόγων απόσβεσης με τις

ιδιοσυχνότητες που αντιπροσωπεύουν (Εικόνα 4.3α), δεν είναι σε συμφωνία με τα πειραματικά δεδομένα που υποδεικνύουν περίπου τους ίδιους λόγους απόσβεσης για αρκετές ιδιομορφές ταλάντωσης μιας κατασκευής.

Σαν πρώτο βήμα της μόρφωσης ενός κλασικού μητρώου δυσκαμψίας κάπως συμβατού με τα πειραματικά δεδομένα, θεωρούμε την απόσβεση Rayleigh:

$$c = \alpha_0 \cdot m + \alpha_1 \cdot k \quad (4.11)$$

Ο λόγος απόσβεσης για τη n -οστή ιδιομορφή ενός τέτοιου συστήματος είναι:

$$\zeta_n = \frac{\alpha_0}{2} \cdot \frac{1}{\omega_n} + \frac{\alpha_1}{2} \cdot \omega_n \quad (4.12)$$

Οι συντελεστές α_0 και α_1 μπορούν να προσδιορισθούν από τους καθορισμένους λόγους απόσβεσης ζ_i και ζ_j για την i -οστή και j -οστή ιδιομορφή αντιστοίχως. Εκφράζοντας μητρικά την εξίσωση (4.12) για αυτές τις δύο ιδιομορφές έχουμε:

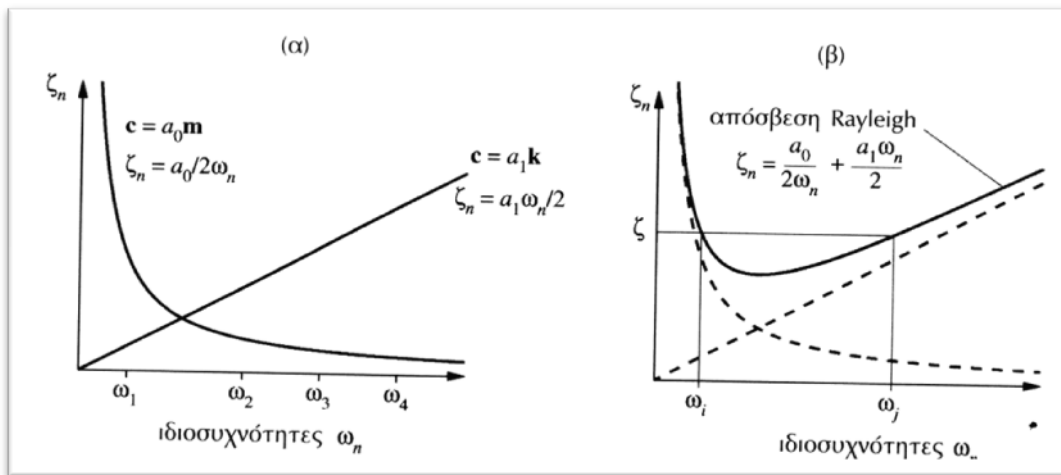
$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{pmatrix} \quad (4.13)$$

Οι δύο αυτές αλγεβρικές εξισώσεις μπορούν να επιλυθούν για τον προσδιορισμό των συντελεστών α_0 και α_1 . Αν και οι δύο ιδιομορφές θεωρηθεί ότι έχουν τον ίδιο λόγο απόσβεσης ζ , το οποίο είναι λογικό με βάση τα πειραματικά δεδομένα, τότε:

$$\alpha_0 = \zeta \cdot \frac{2 \omega_j \omega_i}{\omega_j + \omega_i} \quad (4.14)$$

$$\alpha_1 = \zeta \cdot \frac{2}{\omega_j + \omega_i} \quad (4.15)$$

το μητρώο απόσβεσης είναι στη συνέχεια γνωστό από την εξίσωση (4.11) και ο λόγος απόσβεσης για οποιαδήποτε άλλη ιδιομορφή, που δίνεται από την εξίσωση (4.12), μεταβάλλεται με την ιδιοσυχνότητα όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.3β.



Εικόνα 4.3: Μεταβολή των Ιδιομορφικών Λόγων Απόσβεσης με την Ιδιοσυχνότητα:

- (α) απόσβεση ανάλογη της μάζας και απόσβεση ανάλογη της δυσκαμψίας
 (β) απόσβεση Rayleigh

Εφαρμόζοντας αυτήν την διαδικασία σε ένα πρακτικό πρόβλημα, οι ιδιομορφές i και j με καθορισμένους λόγους απόσβεσης θα πρέπει να επιλέγονται ώστε να εξασφαλίζουν λογικές τιμές για τους λόγους απόσβεσης όλων των ιδιομορφών που συνεισφέρουν σημαντικά στην απόκριση. Θεωρούμε, για παράδειγμα, ότι πέντε ιδιομορφές θα συμπεριληφθούν στην ανάλυση απόκρισης και κατά προσέγγιση ο ίδιος λόγος απόσβεσης ζ επιθυμείται για όλες τις ιδιομορφές. Το ζ αυτό θα πρέπει να καθοριστεί για την πρώτη και πιθανώς για την τέταρτη ιδιομορφή. Τότε η Εικόνα 4.3β υποδεικνύει ότι ο λόγος απόσβεσης για τη δεύτερη και την τρίτη ιδιομορφή θα είναι λίγο μικρότερος από το ζ και για την πέμπτη ιδιομορφή θα είναι λίγο μεγαλύτερος από το ζ . Ο λόγος απόσβεσης για τις μεγαλύτερες από την πέμπτη ιδιομορφές θα αυξάνει μονοτονικά με τη συχνότητα και οι αντίστοιχες ιδιομορφικές αποκρίσεις ουσιαστικά θα εξαλείφονται λόγω της μεγάλης τους απόσβεσης.

4.3.3.2 Απόσβεση Caughey

Αν θέλουμε να καθορίσουμε τιμές για τους λόγους απόσβεσης σε περισσότερες από δύο ιδιομορφές, χρειάζεται να θεωρήσουμε τη γενική μορφή για ένα κλασικό μητρώο απόσβεσης, γνωστή ως απόσβεση Caughey:

$$c = m \cdot \sum_{i=0}^{N-1} a_i (m^{-1} \quad k)^i \quad (4.16)$$

όπου

N είναι ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας στο σύστημα

a_i είναι σταθερές.

Οι τρεις πρώτοι όροι της σειράς είναι:

$$a_0 \cdot m \cdot (m^{-1} \quad k)^0 = a_0 \cdot m$$

$$a_1 \cdot m \cdot (m^{-1} \quad k)^1 = a_1 \cdot k$$

$$a_2 \cdot m \cdot (m^{-1} \quad k)^2 = a_2 \cdot k \cdot m^{-1} \cdot k \quad (4.17)$$

Επομένως, η εξίσωση (4.16) με τους δύο πρώτους όρους μόνο είναι ίδια με την απόσβεση Rayleigh. Έστω ότι θέλουμε να καθορίσουμε τους λόγους απόσβεσης για J ιδιομορφές ενός N -βάθμιου συστήματος. Τότε στη σειρά Caughey πρέπει να συμπεριληφθούν J όροι και αυτοί μπορεί να είναι οποιοιδήποτε J από τους N όρους της εξίσωσης (4.16). Τυπικά, συμπεριλαμβάνονται οι πρώτοι J όροι:

$$c = m \cdot \sum_{i=0}^{J-1} a_i (m^{-1} \quad k)^i \quad (4.18)$$

και ο ιδιομορφικός λόγος απόσβεσης ζ_n δίνεται από την σχέση

$$\zeta_n = \frac{1}{2} \sum_{i=0}^{J-1} a_i \omega_n^{2i-1} \quad (4.19)$$

Οι συντελεστές a_i μπορούν να προσδιορισθούν από τους καθορισμένους λόγους απόσβεσης σε οποιοσδήποτε J ιδιομορφές, για παράδειγμα τις J πρώτες ιδιομορφές, επιλύοντας τις J αλγεβρικές εξισώσεις (4.19) για τους αγνώστους a_i , $i=0$ έως $J-1$. Με τα a_i προσδιορισμένα, το μητρώο απόσβεσης c είναι γνωστό από την εξίσωση (4.18), και οι λόγοι απόσβεσης για τις ιδιομορφές $n = J+1, J+2, \dots, N$ δίνονται από την σχέση (4.19). Συνιστάται να υπολογίζονται αυτοί οι λόγοι απόσβεσης για να εξασφαλιστεί ότι οι τιμές τους είναι λογικές. Ειδικά δεν πρέπει να λαμβάνουν αρνητικές τιμές, το οποίο μπορεί να συμβεί αναλόγως με τον αριθμό των όρων που περιλαμβάνονται στη σειρά Caughey. Αρνητικές τιμές των ιδιομορφικών λόγων απόσβεσης είναι προφανώς μη ρεαλιστικές διότι σημαίνουν ελεύθερη ταλάντωση που μεγαλώνει με τον χρόνο αντί να εξασθενεί.

Ενώ το κλασικό γενικό μητρώο απόσβεσης της εξίσωσης (4.18) καθιστά δυνατό τον προσδιορισμό των λόγων απόσβεσης για οποιονδήποτε αριθμό ιδιομορφών, υπάρχουν δύο προβλήματα που συνδέονται με την χρήση του. Πρώτον, οι αλγεβρικές εξισώσεις (4.19) είναι αριθμητικά ασταθείς διότι οι συντελεστές ω_n^i μπορεί να διαφέρουν κατά τάξεις μεγέθους. Δεύτερον, αν πάνω από δύο όροι συμπεριληφθούν στην σειρά Caughey, το c είναι ένα πλήρες μητρώο, έστω και αν το k είναι ένα ταινιοειδές μητρώο, και για ένα σύστημα συγκεντρωμένων μαζών το m είναι ένα διαγώνιο μητρώο. Επειδή το υπολογιστικό κόστος για την ανάλυση μεγάλων συστημάτων αυξάνεται σημαντικά αν το μητρώο απόσβεσης δεν είναι ταινιοειδές, στις περισσότερες πρακτικές αναλύσεις θεωρούμε απόσβεση Rayleigh.

4.4 Ιδιομορφική Ανάλυση

Η Ιδιομορφική Ανάλυση, ως γραμμική μέθοδος ανάλυσης, είναι δυνατόν να εφαρμοστεί αποκλειστικά σε γραμμικούς φορείς, όπως είναι στην περίπτωση μας το ενοποιημένο μοντέλο με προσομοίωση εδάφους με γραμμικά ελατήρια (spring elements). Επομένως, στο εναλλακτικό μοντέλο με μη- γραμμική ελατηριωτή

προσομοίωση εδάφους (gap elements), δεν είναι δυνατόν- τουλάχιστον στα πλαίσια αυτής της εργασίας, να εφαρμόσουμε ιδιομορφική ανάλυση.

Μέσω της σειράς εντολών

Analyze- Run Analysis- Set Load Cases to Run- Επιλογή “Modal”

επιλέγουμε την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης της κατασκευής ώστε να προσδιορίσουμε όλα τα θεμελιώδη χαρακτηριστικά του φορέα.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3,392246	0,29479	1,8522	3,4307
MODAL	Mode	2	3,383444	0,29556	1,857	3,4486
MODAL	Mode	3	0,417676	2,3942	15,043	226,3
MODAL	Mode	4	0,415842	2,4048	15,11	228,3
MODAL	Mode	5	0,14818	6,7485	42,402	1798
MODAL	Mode	6	0,143092	6,9885	43,91	1928,1
MODAL	Mode	7	0,110918	9,0156	56,647	3208,9
MODAL	Mode	8	0,075572	13,232	83,142	6912,6
MODAL	Mode	9	0,072603	13,773	86,541	7489,4
MODAL	Mode	10	0,050156	19,938	125,27	15694
MODAL	Mode	11	0,048892	20,453	128,51	16515
MODAL	Mode	12	0,04745	21,075	132,42	17534
MODAL	Mode	13	0,044582	22,431	140,94	19863
MODAL	Mode	14	0,04304	23,234	145,99	21312
MODAL	Mode	15	0,034185	29,252	183,8	33781
MODAL	Mode	16	0,033533	29,822	187,37	35109
MODAL	Mode	17	0,033533	29,822	187,37	35109
MODAL	Mode	18	0,033243	30,082	189,01	35724
MODAL	Mode	19	0,029176	34,275	215,35	46378
MODAL	Mode	20	0,026066	38,364	241,05	58103
MODAL	Mode	21	0,024878	40,196	252,56	63785
MODAL	Mode	22	0,022355	44,733	281,06	78997
MODAL	Mode	23	0,020785	48,111	302,29	91381
MODAL	Mode	24	0,020158	49,609	311,7	97159
MODAL	Mode	25	0,020158	49,609	311,7	97159
MODAL	Mode	26	0,017926	55,784	350,5	122850
MODAL	Mode	27	0,016767	59,64	374,73	140420
MODAL	Mode	28	0,015324	65,258	410,03	168120
MODAL	Mode	29	0,01411	70,873	445,31	198300
MODAL	Mode	30	0,013617	73,438	461,42	212910

Πίνακας 4.4: Οι 30 πρώτες Ιδιοσυχνότητες

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
StepNum	Period	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
1	3,392246	0,95	0,95	0,83
2	3,383444	0,95	0,95	0,84
3	0,417676	0,95	0,97	0,84
4	0,415842	0,97	0,97	0,9
5	0,14818	0,97	0,98	0,9
6	0,143092	0,98	0,98	0,93
7	0,110918	0,98	0,98	0,93
8	0,075572	0,98	0,98	0,95
9	0,072603	0,98	0,98	0,95
10	0,050156	0,98	0,98	0,95
11	0,048892	0,99	0,98	0,96
12	0,04745	0,99	0,99	0,96
13	0,044582	1	1	0,97
14	0,04304	1	1	0,97
15	0,034185	1	1	0,99
16	0,033533	1	1	0,99
17	0,033533	1	1	0,99
18	0,033243	1	1	0,99
19	0,029176	1	1	0,99
20	0,026066	1	1	1
21	0,024878	1	1	1
22	0,022355	1	1	1
23	0,020785	1	1	1
24	0,020158	1	1	1
25	0,020158	1	1	1
26	0,017926	1	1	1
27	0,016767	1	1	1
28	0,015324	1	1	1
29	0,01411	1	1	1
30	0,013617	1	1	1

Πίνακας 4.5: Συντελεστές Συμμετοχής Ιδιομορφών

4.5 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Στο ενοποιημένο μοντέλο της αιολικής μηχανής θα εφαρμόσουμε, ακολουθώντας το θεωρητικό υπόβαθρο καθώς και την πρακτική μεθοδολογία που αναπτύξαμε εκτενώς στο Κεφάλαιο 2 της εργασίας μας, την Δυναμική Φασματική Ανάλυση βάσει του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού αλλά και του Ευρωπαϊκού Κανονισμού. Τα εντατικά και παραμορφωσιακά της αποτελέσματα θα τα παρουσιάσουμε εκτενώς στο Κεφάλαιο 6, όπου θα γίνουν και οι συγκρίσεις των διαφόρων προσομοιώσεων, κανονισμών και στατικών μεθόδων ανάλυσης.

4.6 Μη Γραμμική Ανάλυση με Χρονοϊστορίες Φόρτισης

Στην υποπαράγραφο §2.1.3.3.4 του Κεφαλαίου 2 της εργασίας μας, αναλύσαμε εκτενώς την βήμα προς βήμα ανάλυση της δυναμικής απόκρισης μίας κατασκευής υπό μία αυθαίρετη φόρτιση η οποία είναι χρονικά μεταβλητή. Στην ενότητα αυτή, θα παρουσιάσουμε τις επιλεγμένες χρονοϊστορίες φόρτισης τις οποίες επιβάλλαμε στον ενοποιημένο φορέα καθώς και την ακριβή μεθοδολογία επιβολής τους μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000.

4.6.1 Οι χρονοϊστορίες φόρτισης

Όπως είδαμε στο Κεφάλαιο 2 αναλυτικά, υπάρχουν δύο είδη καταγραφών που μπορούμε να εφαρμόσουμε στον φορέα μας, οι φορτίσεις μακρινού και κοντινού πεδίου. Στο ίδιο κεφάλαιο αναλύθηκαν σε θεωρητικό επίπεδο τα κριτήρια επιλογής χρονοϊστοριών, τα οποία πιο συγκεκριμένα είναι:

- **Σεισμοί Μακρινού Πεδίου**
 - Μέγεθος Σεισμού $M > 5,5$
 - Επικεντρική Απόσταση $R > 30$ km
 - Κατηγορία Εδάφους B κατά το NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) η οποία αντιστοιχεί σε Κατηγορία Εδάφους A κατά Ευρωκώδικα 8
 - Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση $PGA > 0,1g$
 - Θεμελιώδης περίοδος κατασκευής $T_1 = 3,39$ sec (απαραίτητο στοιχείο για την κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων)

A. Σεισμοί Κοντινού Πεδίου

- Μέγεθος Σεισμού $M > 5,5$
- Επικεντρική Απόσταση $R < 30$ km
- Κατηγορία Εδάφους B κατά το NEHRP η οποία αντιστοιχεί σε Κατηγορία Εδάφους A κατά Ευρωκώδικα 8

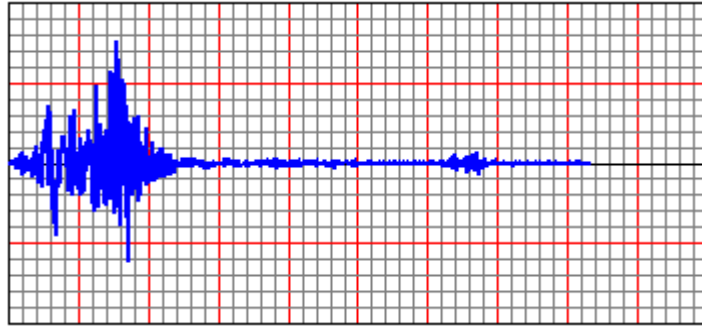
- Θεμελιώδης περίοδος κατασκευής $T_1 = 3,39 \text{ sec}$ (απαραίτητο στοιχείο για την κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων)

Κατά τον υπολογισμό των απαιτούμενων συντελεστών μεγέθυνσης των καταγραφών μακρινού πεδίου παρατηρήσαμε να προκύπτουν συντελεστές SF της τάξης του 15 αλλά και του 30 (για Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας II και III αντίστοιχα), μεγέθη που όπως είναι προφανές δεν μπορούν να θεωρηθούν αποδεκτά μιας και αλλοιώνουν σε πάρα πολύ μεγάλο βαθμό την πραγματική σεισμική καταγραφή. Αυτό οφείλεται στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής μας $T_1 = 3,39 \text{ sec}$, καθώς σε αυτές τις τιμές περιόδων ($\approx 3,5 \text{ sec}$) μόνο κινήσεις κοντινού πεδίου μπορούν να δώσουν σημαντικές φασματικές τιμές ώστε η κλιμάκωση να διατηρηθεί σε χαμηλό επίπεδο.

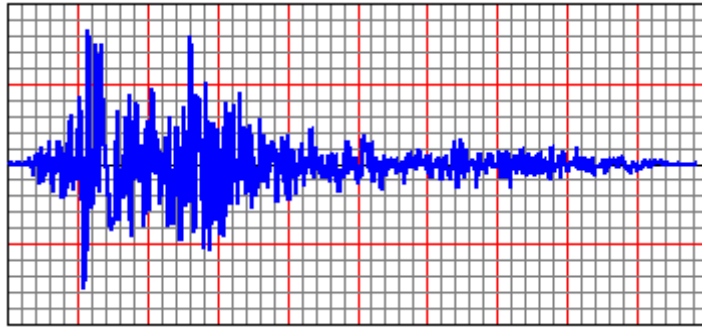
Με βάση τα κριτήρια που θέσαμε παραπάνω για τις καταγραφές κοντινού πεδίου, επιλέγουμε τους εξής τρεις σεισμούς που περιγράφονται στον ακόλουθο Πίνακα 4.6:

Record Sequence Number	ΣΕΙΣΜΟΣ	ΕΤΟΣ	ΣΤΑΘΜΟΣ	ΜΕΓΕΘΟΣ	ΕΠΙΚΕΝΤΡ ΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣ	PGA (g)	NEHRP
77	San Fernando	1971	Pacoima Dam (upper left abut)	6,61	11,86	1,1644	A
292	Irpinia, Italy-01	1980	Sturno Sylmar - Olive View	6,9	30,35	0,2898	B
1086	Northridge-01	1994	Med FF	6,69	16,77	0,7007	B

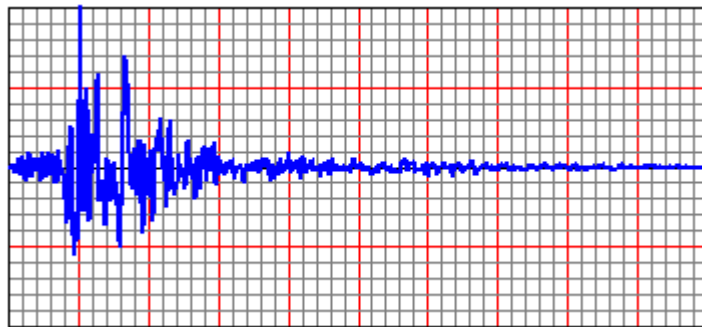
Πίνακας 4.6: Χαρακτηριστικά των Καταγραφών



Εικόνα 4.4α: Γραφική απεικόνιση της φυσικής καταγραφής NGA77



Εικόνα 4.4β: Γραφική απεικόνιση της φυσικής καταγραφής NGA292

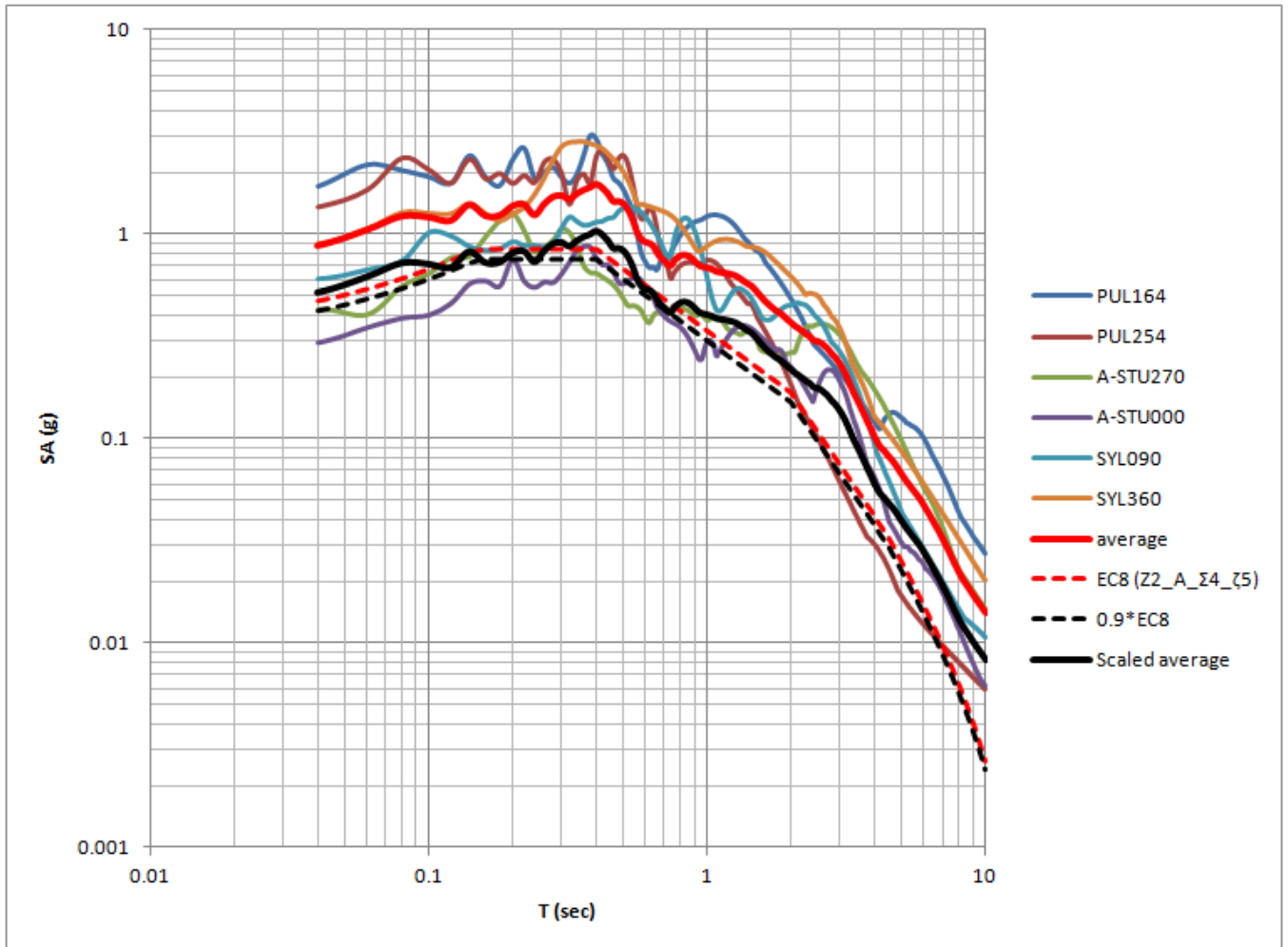


Εικόνα 4.4γ: Γραφική απεικόνιση της φυσικής καταγραφής NGA1086

Εικόνα 4.4: Γραφική απεικόνιση των φυσικών καταγραφών του Πίνακα 4.6

Στην Εικόνα 4.5 που ακολουθεί, φαίνεται το μέσο φάσμα που προκύπτει από τις καταγραφές πριν και μετά την κλιμάκωση με συνεχή έντονη κόκκινη και μαύρη γραμμή, αντίστοιχα. Επίσης φαίνεται το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 (διάστικτη κόκκινη γραμμή) και το 90% του ελαστικού φάσματος του Ευρωκώδικα 8

(διακεκομμένη και διάστικτη μαύρη γραμμή), για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.

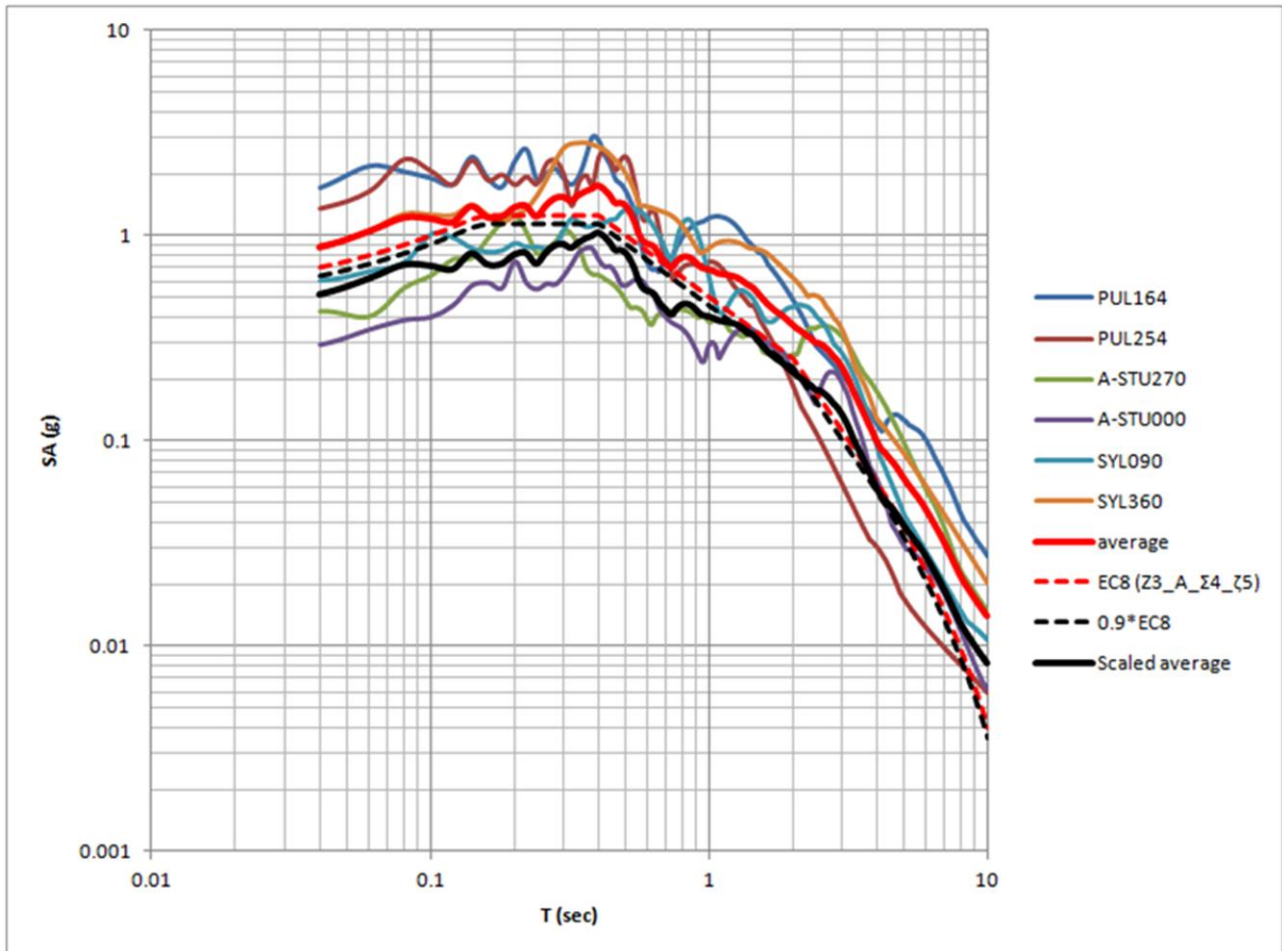


Εικόνα 4.5: Σύγκριση του μέσου ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων με βάση τις δύο οριζόντιες συνιστώσες των τριών καταγραφών του Πίνακα 4.6 με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για απόσβεση 5%

Από την Εικόνα 4.5, για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II, προκύπτει συντελεστής μεγέθυνσης **SF=0.588**.

Αντιστοίχως, στην Εικόνα 4.6 που ακολουθεί, φαίνεται το μέσο φάσμα που προκύπτει από τις καταγραφές πριν και μετά την κλιμάκωση με συνεχή έντονη κόκκινη και μαύρη γραμμή, αντίστοιχα. Επίσης φαίνεται το ελαστικό φάσμα του

Ευρωκώδικα 8 (διάστικτη κόκκινη γραμμή) και το 90% του ελαστικού φάσματος του Ευρωκώδικα 8 (διακεκομμένη και διάστικτη μαύρη γραμμή), για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III.



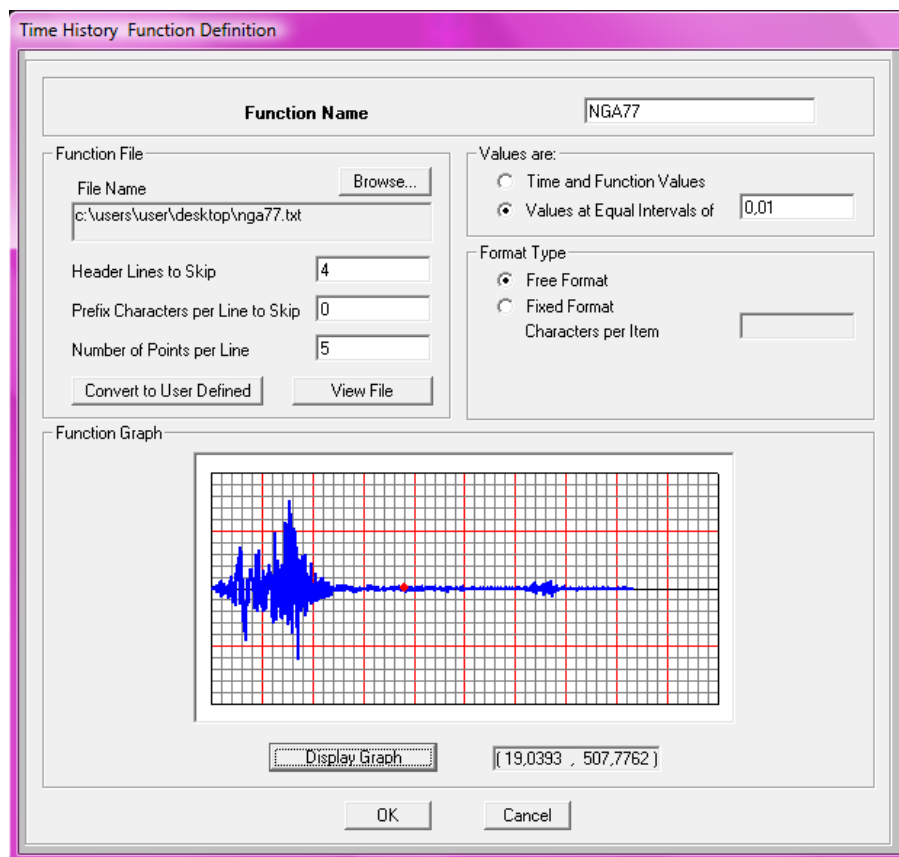
Εικόνα 4.6: Σύγκριση του μέσου ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων με βάση τις δύο οριζόντιες συνιστώσες των τριών καταγραφών του Πίνακα 4.6 με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για απόσβεση 5%

Από την Εικόνα 4.6, για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III, προκύπτει συντελεστής μεγέθυνσης **SF=0.882**.

4.6.2 Μοντελοποίηση των Χρονοϊστοριών Φόρτισης

Θα παρουσιάσουμε αναλυτικά την μεθοδολογία επιβολής των χρονοϊστοριών φόρτισης στον ενοποιημένο φορέα μέσω του παραδείγματος επιβολής του επιταχυνσιογραφήματος NGA77 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII, αφενός στο γραμμικό μοντέλο με spring elements αφετέρου στον μη- γραμμικό φορέα με gap elements.

- **Γραμμικό μοντέλο με προσομοίωση εδάφους μέσω spring elements**
Define- Functions- Time History-
Κύλιση στην επιλογή “From File”-
Add New Function



Εικόνα 4.7: Εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος

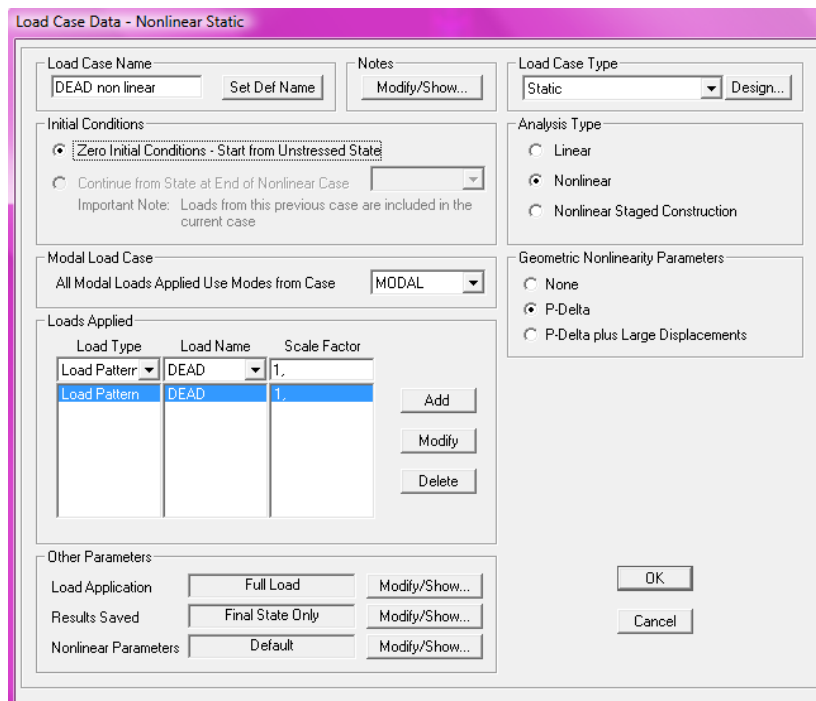
Από το επιταχυνσιογράφημα NGA77, λαμβάνουμε τα απαραίτητα στοιχεία για την συμπλήρωση της παραπάνω φόρμας:

- ✓ Αφαιρούμε τις τέσσερις πρώτες σειρές του αρχείου, οι οποίες περιλαμβάνουν γενικά περιγραφικά στοιχεία του σεισμικού γεγονότος όπως είναι το σεισμικό επίκεντρο, η ακριβής ημερομηνία και ώρα του συμβάντος, ο σταθμός καταγραφής, το πλήθος των καταγεγραμμένων επιταχύνσεων αλλά και το χρονικό βήμα της καταγραφής (sampling time) ίσο με 0,01sec.
- ✓ Το αρχείο είναι διαμορφωμένο σε πέντε στήλες, σε μονάδες g (m/sec^2), οι οποίες διαβάζονται από αριστερά προς τα δεξιά.

Define- Load Case-

Επιλογή της ήδη υπάρχουσας φόρτισης Dead Load Case-

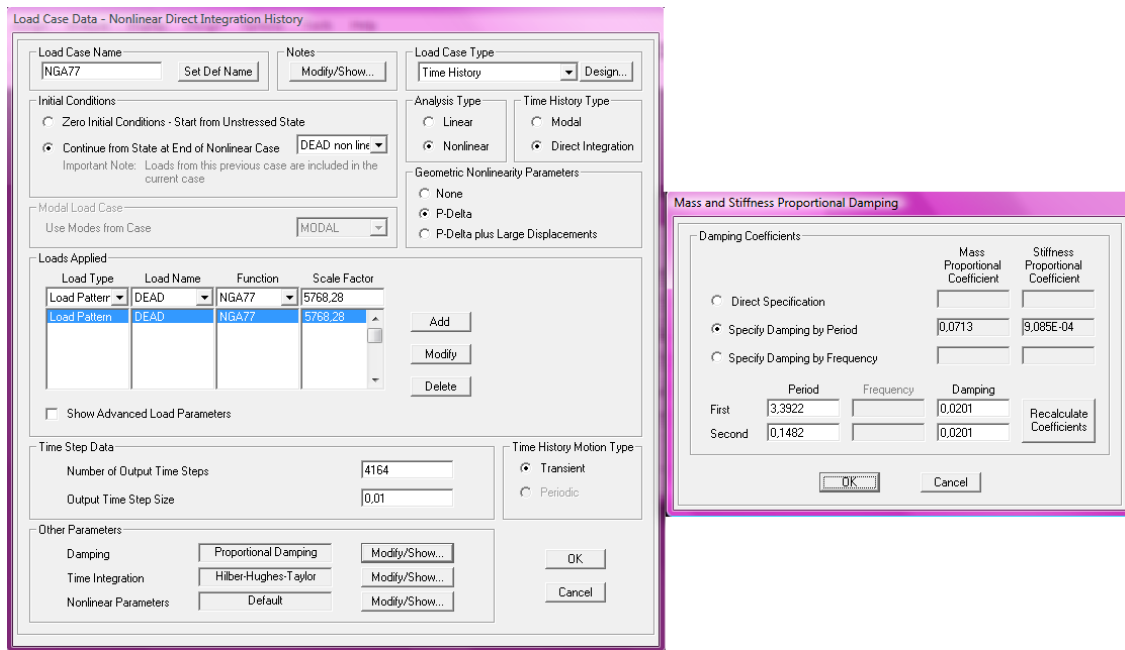
Add Copy of Load Case



Εικόνα 4.8: Μετατροπή του Νεκρού Φορτίου σε Μη- Γραμμικό

Η διαδικασία αυτή είναι απαραίτητη ώστε να καταστεί δυνατή η διενέργεια της Μη- Γραμμικής Ανάλυσης με Χρονοϊστορίες Φόρτισης, όπως θα δούμε στην Εικόνα 4.9 που ακολουθεί.

Define- Load Cases- Add New Load Case



Εικόνα 4.9: Εισαγωγή Φορτικής Περίπτωσης NGA77 για το μοντέλο spring elements

Στην παραπάνω φόρμα παρατηρούμε πως εισάγουμε την δράση του επιταχυνσιογραφήματος ως μία μη- γραμμική δράση, που ακολουθεί το πέρας της, επίσης, μη- γραμμικής δράσης του νεκρού φορτίου.

Ως Συντελεστή Κλίμακας ορίζουμε το γινόμενο του Συντελεστή Κλιμάκωσης $SF=0.588$ που υπολογίσαμε παραπάνω με την επιτάχυνση της βαρύτητας g σε μονάδες αντίστοιχες αυτών του μοντέλου:

$$SF \cdot g = 0,588 \cdot 9810 \text{ mm/sec}^2 = 5768,28$$

◦ **Μη γραμμικό μοντέλο με προσομοίωση εδάφους μέσω gap elements**

Η διαδικασία είναι απολύτως όμοια με όσα παρουσιάσαμε παραπάνω, εκτός από το στάδιο της Εικόνας 4.9, όπου εισάγεται στο σύστημα η φορτική περίπτωση του εκάστοτε επιταχυνσιογραφήματος συναρτήσει της πρώτης και δεύτερης κύριας ιδιοπεριόδου του μοντέλου. Και αυτό γιατί όπως έχουμε σημειώσει και παραπάνω, δεν είναι δυνατή- τουλάχιστον όχι στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, η πραγματοποίηση ιδιομορφικής ανάλυσης σε μη-γραμμικό φορέα, όπως αυτός που εξετάζουμε (μη- γραμμικώς ελατηριωτό υπέδαφος).

Προκειμένου την επιβολή των χρονοϊστοριών φόρτισης, εφαρμόσαμε την μέθοδο απόσβεσης Rayleigh που παρουσιάσαμε εκτενώς στην υποπαράγραφο §4.3.3.1 του παρόντος Κεφαλαίου, χρησιμοποιώντας- χωρίς σπουδαία επίπτωση στην ασφάλεια του σχεδιασμού- ως ιδιομορφικά χαρακτηριστικά τα προκύπτοντα από το αντίστοιχο μοντέλο με γραμμικώς ελατηριωτό υπέδαφος (spring elements).

Εφαρμόζοντας τις εξισώσεις (4.14) και (4.15) μπορούμε να υπολογίσουμε τον συντελεστή α_0 (απόσβεση ανάλογη της μάζας) και τον συντελεστή α_1 (απόσβεση ανάλογη της δυσκαμψίας) χρησιμοποιώντας ως ιδιομορφικά χαρακτηριστικά τα ακόλουθα:

$$T_1 = 3,392246 \text{ sec} \Leftrightarrow \omega_1 = 0,29479 \text{ rad/sec}$$

$$T_5 = 0.14818 \text{ sec} \Leftrightarrow \omega_5 = 6.7485 \text{ rad/sec}$$

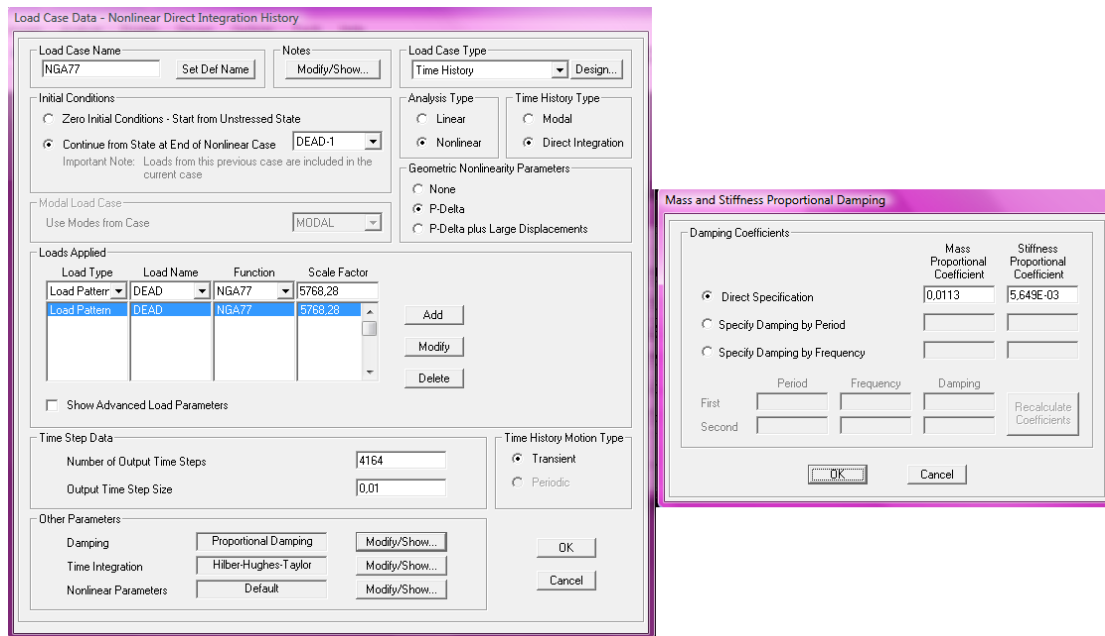
και ως κοινή απόσβεση και για τις δύο ιδιομορφές την $\zeta=0,0201$.

Εν τέλει προκύπτουν οι συντελεστές

$$\alpha_0 = 0,0011298$$

$$\alpha_1 = 0,0056792$$

Οδηγούμεστε, λοιπόν, στην ακόλουθη φόρμα επιβολής της φορτισιακής περίπτωσης NGA77 για το μη γραμμικό μοντέλο και για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII:



Εικόνα 4.10: Εισαγωγή Φορτικής Περίπτωσης NGA77 για το μοντέλο gap elements

Ακριβώς ανάλογη είναι, φυσικά, η επιβολή και των άλλων δύο επιταχυνσιογραφημάτων NGA292 και NGA1086 και για την Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZIII, με μοναδική διαφοροποίηση τον Συντελεστή Κλίμακας που προκύπτει ίσος με

$$SF \cdot g = 0,882 \cdot 9810 \text{ mm/sec}^2 = 8652,42$$

Τα εντατικά και παραμορφωσιακά αποτελέσματα των χρονοϊστοριών φόρτισης, παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 6.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 - «ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΑ ΑΓΚΥΡΙΑ, ΜΙΑ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ»

Στο Κεφάλαιο 3 της παρούσας εργασίας, παρουσιάσαμε ακροθιγώς τις συμβατικές μεθόδους θεμελίωσης των μεμονωμένων, χερσαίων αλλά και παράκτιων αιολικών μηχανών ενώ παρουσιάσαμε αναλυτικά τον σχεδιασμό και τους ελέγχους όσον αφορά την συμβατική θεμελίωση βαρύτητας. Σε αυτό το κεφάλαιο, θα παρουσιάσουμε μία εναλλακτική μέθοδο θεμελίωσης που στηρίζεται στην **τεχνολογία των προεντεταμένων αγκυρίων**.

Εισαγωγικά, θα παρουσιάσουμε κάποια γενικά στοιχεία για την τεχνολογία αυτή, ενώ σε δεύτερο στάδιο θα παρουσιάσουμε εκτενώς το σύνολο του αντίστοιχου σχεδιασμού. Όπως θα δούμε παρακάτω, και συγκεκριμένα στο Κεφάλαιο 6, σκοπός μας είναι να καταστεί δυνατή μία οικονομική σύγκριση της συμβατικής έναντι της εναλλακτικής μεθόδου θεμελίωσης.

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Με τον όρο **αγκύριο**, γενικά, εννοούμε μία κατασκευή που μεταβιβάζει δυνάμεις στο εσωτερικό του εδάφους ή της βραχώμαζας, μέσω ενός γραμμικού εφελκυστικού στοιχείου. Σκοπός της χρήσης των αγκυρίων είναι η σταθεροποίηση ή η αναπόσπαστη σύνδεση του γεωυλικού με την κατασκευή που βρίσκεται σε επαφή μαζί του. Τα αγκύρια αναλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία γι' αυτό και ο μοναδικός τρόπος φόρτισής τους είναι η εφελκυστική τους παραμόρφωση μέσω της σχετικής απομάκρυνσης των άκρων τους. Στην περίπτωση που η απαιτούμενη αξονική παραμόρφωση για την ευστάθεια ενός τοίχου αντιστήριξης ή για την ασφάλεια των γειτονικών κατασκευών δεν είναι αποδεκτή, υπάρχει δηλαδή ανάγκη για περιορισμό των παραμορφώσεων, γίνεται χρήση προεντεταμένων αγκυρίων. Τα προεντεταμένα αγκύρια προτού κληθούν να αναλάβουν τα φορτία της κατασκευής, φορτίζονται σε

μία συγκεκριμένη στάθμη προέντασης ώστε να ασκούν εκ των προτέρων μία δύναμη ικανή να περιορίσει τις παραμορφώσεις στα επιθυμητά επίπεδα.

Η χρήση των αγκυρίων έχει τρεις μηχανικές επιδράσεις:

- Δημιουργία δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή κατά την διεύθυνση της επαφής τους με το έδαφος
- Επιβολή ελεγχόμενης εντατικής κατάστασης στο υπέδαφος ή τουλάχιστον προσφορά μηχανικής αντίστασης
- Άσκηση προέντασης στην κατασκευή όταν η αγκύρωση διέρχεται από αυτή. Η προένταση που δημιουργείται μέσω των τενόντων σε μία κατασκευή μπορεί να ενσωματώνει τις ήδη δημιουργημένες εφελκυστικές τάσεις της κατασκευής.

Ανάλογα με την διάρκεια ζωής τους και τον προορισμό που επιτελούν οι προεντεταμένες αγκυρώσεις διακρίνονται σε (EN 1997):

- Προσωρινές αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής έως 2 έτη
- Μόνιμες αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής μεγαλύτερη από 2 έτη

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο όρος «μόνιμες αγκυρώσεις» δεν υπονοεί απεριόριστη τεχνική διάρκεια ζωής αλλά την τεχνική διάρκεια ζωής που απαιτεί η εκάστοτε μελέτη.

5.1.1 Τμήματα Αγκυρίου

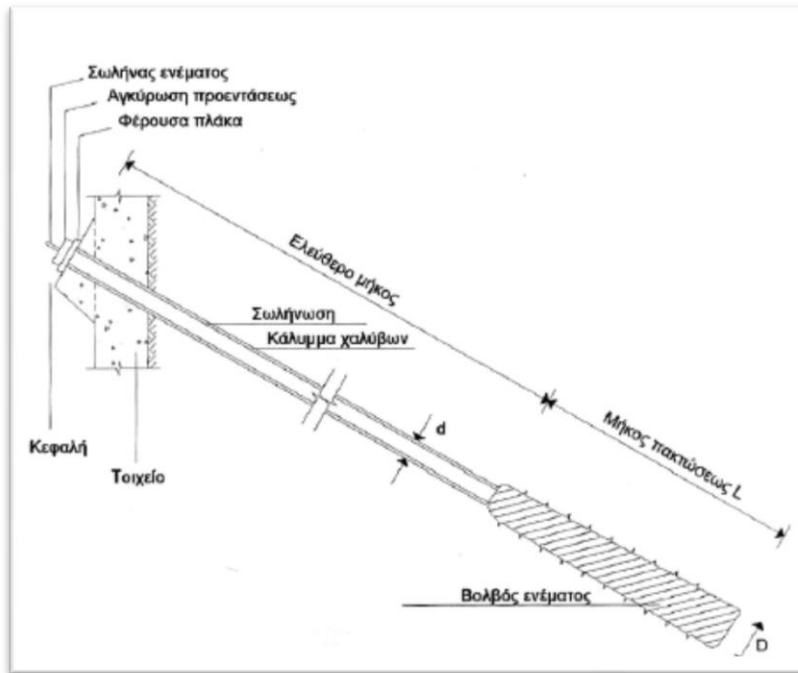
Τα αγκύρια αποτελούνται από τρία βασικά τμήματα: την κεφαλή ή αγκύρωση προέντασης, το ελεύθερο τμήμα ή μήκος (τένοντας ή εντατήρας) και το πακτωμένο τμήμα (άκρο πακτώσεως)

Η κεφαλή του αγκυρίου αποτελεί το τμήμα που δέχεται τις δυνάμεις τανύσεως και τις μεταφέρει από το αγκύριο στην επιφάνεια της κατασκευής (π.χ. ενός πασσαλότοιχου). Η κεφαλή θα πρέπει να επιτρέπει μέσω ενός γρύλλου στον τένοντα να τανυστεί, να διατηρεί την εφαρμοσμένη στάθμη προέντασης και, όποτε αυτό χρειαστεί, να αποφορτίζεται και να επαναφορτίζεται. Από την κεφαλή μετρίεται

η δύναμη προέντασης ώστε να είναι δυνατόν να τανιέται ξανά το αγκύριο σε περίπτωση απώλειας της προέντασης. Η κεφαλή, φυσικά, θα πρέπει να μπορεί να φέρει το οριακό εφελκυστικό φορτίο του τένοντα. Επίσης θα πρέπει να επιδέχεται τις παραμορφώσεις που αναμένονται κατά την διάρκεια ζωής του έργου. Οι κεφαλές μιας ομάδας αγκυρίων μπορούν να λειτουργήσουν ανεξάρτητα ή να συνεργάζονται μέσω ενός συστήματος δοκών ή τοίχων αντιστήριξης. Στην κεφαλή περιλαμβάνονται πρόσθετα υλικά και εξαρτήματα όπως το σύστημα σφήνωσης, κατασκευές έδρασης της κεφαλής από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χαλύβδινες δοκούς, ελάσματα και άλλα χαλύβδινα προσαρτήματα.

Το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου παρεμβάλλεται ανάμεσα στην κεφαλή και την αρχή του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου, συνεπώς μεταφέρει εφελκυστική δύναμη ανάμεσα σε αυτά τα δύο στοιχεία. Το μήκος του καθορίζεται από την δύναμη που μέσω της ελαστικής του παραμόρφωσης καλείται να αναπτύξει και φυσικά από την απαίτηση το πακτωμένο τμήμα να εδράζεται σε στέρεο έδαφος έτσι ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί η κατάλληλη σχετική παραμόρφωση ανάμεσα στα άκρα του τένοντα. Για να μπορεί να αναπτυχθεί η απαραίτητη δύναμη θα πρέπει το μήκος αυτό να είναι απομονωμένο από το γύρω έδαφος ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία τριβών που αντιστέκονται στην επιμήκυνσή του. Για να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιούνται κατάλληλα περιβλήματα (συνήθως από συνθετικά υλικά). Το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου μπορεί να αποτελείται από διακριτά συρματόσκοινα ή από μία ενιαία ράβδο χάλυβα υψηλής αντοχής.

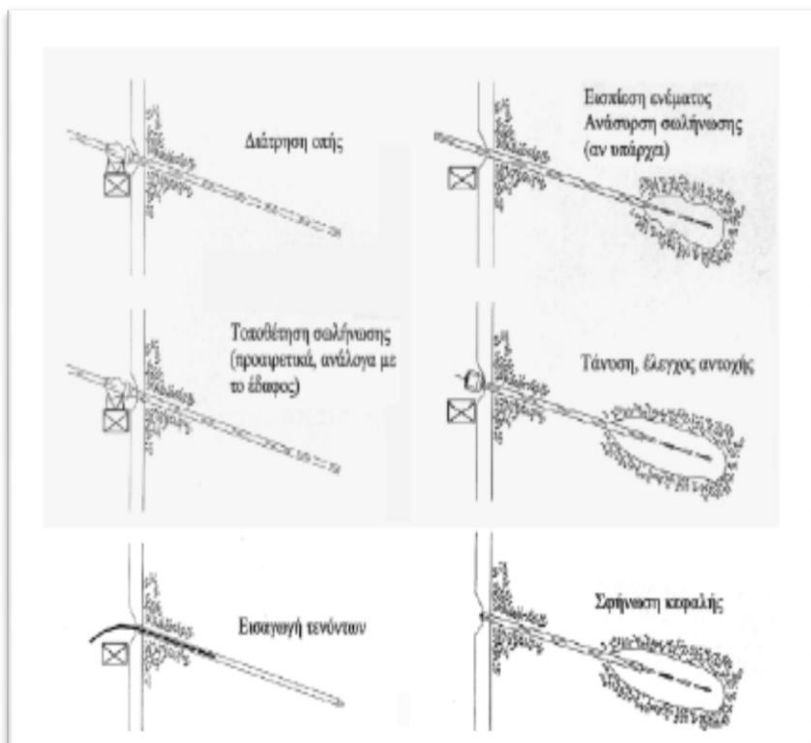
Το πακτωμένο μήκος του αγκυρίου είναι το τμήμα που κατανέμει μέσω ενός βολβού από τσιμεντένεμα ή ειδικές ρητίνες τη δύναμη προέντασης στο περιβάλλον έδαφος ασκώντας θλιπτικές τάσεις. Για να επιτευχθεί συνάφεια μεταξύ του τένοντα και του ενέματος συνήθως προτιμώνται τένοντες με ραβδώσεις ή σε περίπτωση που αυτοί καλύπτονται, επιλέγεται ραβδωτό πλαστικό ή μεταλλικό προστατευτικό περίβλημα. Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου αποτελεί πολύ σημαντικό μέρος του, αφού η αντοχή συνάφειας ανάμεσα στο ένεμα και στο έδαφος αποτελεί τον πιο ευαίσθητο παράγοντα καθορισμού της φέρουσας ικανότητας του αγκυρίου.



Εικόνα 5.1: Τμήματα Αγκυρίου

5.1.2 Φάσεις Κατασκευής

Οι διαδοχικές φάσεις κατασκευής μιας αγκύρωσης φαίνονται στη Εικόνα 5.2 που ακολουθεί. Θα πρέπει να τονιστεί ότι η συμπεριφορά ενός αγκυρίου εξαρτάται σε πολύ μεγάλο βαθμό από την τεχνολογία κατασκευής, ίσως περισσότερο από ότι σε άλλα τεχνικά έργα.



Εικόνα 5.2:
Φάσεις Κατασκευής
Αγκυρίου

5.1.3 Τύποι Αγκυρίων

Αυτό που διαχωρίζει τους κύριους τύπους αγκυρίων είναι το σχήμα που δίνεται στο πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου ως αποτέλεσμα συγκεκριμένου κάθε φορά τύπου κατασκευής.

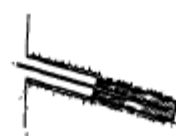


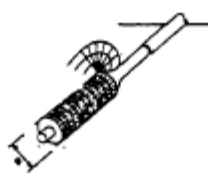
ΤΥΠΟΣ Α: Χρησιμοποιείται κυρίως σε βράχους και πολύ σκληρές αργίλους. Η εφαρμογή του στην Ελλάδα είναι διαδεδομένη λόγω της φύσης των πετρωμάτων και των χαμηλών απαιτήσεων εξοπλισμού του συγκεκριμένου τύπου. Η διατμητική αντοχή ενός τέτοιου αγκυρίου είναι αποτέλεσμα της πλευρικής τριβής στην διεπιφάνεια ενέματος - εδάφους.

ΤΥΠΟΣ Β: Επιλέγεται συνήθως για μαλακούς ρωγματωμένους βράχους και κοκκώδεις αλλουβιακούς σχηματισμούς. Η διατμητική του αντοχή είναι αυξημένη σε σχέση με αυτή των αγκυρίων τύπου Α και οφείλεται κατά κύριο λόγο στην πλευρική τριβή. Εντούτοις συνεισφέρει και η παθητική αντίσταση από τις παθητικές ωθήσεις του συμπιεσμένου εδάφους, που αναπτύσσονται στο άνω άκρο του πακτωμένου τμήματος μόλις το αγκύριο αρχίσει να κινείται.

ΤΥΠΟΣ C: Ενδείκνυται για λεπτά κοκκώδη εδάφη και στιφρές εδαφικές αποθέσεις. Στον τύπο αυτό αγκυρίων η πρόσφυση ενέματος - εδάφους οφείλεται στους εξής παράγοντες: στην εσωτερική τριβή που δημιουργείται που ενισχύεται από την ακτινική πίεση και στην εισαγωγή υπό πίεση του ενέματος η οποία δημιουργεί ανώμαλη επιφάνεια και ενισχύει την πρόσφυση μέσω μηχανικής εμπλοκής.

ΤΥΠΟΣ D: Χρησιμοποιείται σε στιφρά έως μέτρια στιφρά εδάφη. Το πακτωμένο τμήμα κατασκευάζεται με διαδοχικές μηχανικές διευρύνσεις πριν την εισαγωγή του ενέματος υπό πίεση. Ανάμεσα στην διεύρυνση των βολβών και στην εισαγωγή του ενέματος πρέπει να παρεμβάλλεται όσο το δυνατόν μικρότερο χρονικό διάστημα, ώστε να μην επέρχεται χαλάρωση των τοιχωμάτων της αργίλου λόγω ενυδάτωσης,

κάτι που θα είχε ως αποτέλεσμα την δημιουργία λάσπης που θα μείωνε πολύ σημαντικά τα χαρακτηριστικά της τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους - ενέματος.

Τύπος	Χαρακτηριστικά	Περιοχή εφαρμογής
A	 Λείο διάτρημα Σταθερή διάμετρος Ένεμα χωρίς πίεση	Βραχώδη πετρώματα Συνεκτικά εδάφη
B	 Ένεμα με ελαφρά πίεση ($p < 1 \text{MPa}$)	Αμμώδη εδάφη (Βραχώδη πετρώματα) (Συνεκτικά εδάφη)
Γ	 Ένεμα με ισχυρή πίεση ($p > 1 \text{MPa}$) σε μία ή δύο φάσεις	Αμμώδη εδάφη Συνεκτικά εδάφη (Βραχώδη πετρώματα)
Δ	 Διάτρημα με διαδοχικές διευρύνσεις	Συνεκτικά εδάφη (Μάρμαρες, μαλακοί βράχοι)

Εικόνα 5.3: Τύποι Αγκυρίων

5.1.4 Φέρουσα Ικανότητα Αγκυρίου

Το φορτίο προέντασης που εφαρμόζεται σε ένα αγκύριο μεταβιβάζεται στο έδαφος μέσω του πακτωμένου τμήματος και συγκεκριμένα με:

- την πρόσφυση του ενέματος στον τένοντα
- την πρόσφυση του ενέματος στο έδαφος

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει ένα αγκύριο χωρίς να αστοχήσει καθορίζεται από την εσωτερική του ισορροπία. Η αστοχία ενός αγκυρίου μπορεί να προέλθει από τέσσερις διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας που όλοι μαζί αποτελούν την εσωτερική του ισορροπία:

- Αστοχία (θραύση) του τένοντα
- Αστοχία στην διεπιφάνεια τένοντα - ενέματος (ολίσθηση του τένοντα στο ένεμα)
- Αστοχία στην διεπιφάνεια ενέματος - εδάφους (ολίσθηση του ενέματος στο έδαφος)
- Αστοχία (ρωγμάτωση) ενέματος

Η μη αστοχία από θραύση του τένοντα διασφαλίζεται με την εκλογή χάλυβα κατάλληλης ποιότητας και διατομής ώστε να ισχύουν οι σχέσεις:

$$A_f < 0.75 \sigma_{\Delta} F_s, \text{ για προσωρινά αγκύρια} \quad (5.1)$$

$$A_f < 0.65 \sigma_{\Delta} F_s, \text{ για μόνιμα αγκύρια} \quad (5.2)$$

όπου

A_f η δύναμη που παραλαμβάνει το αγκύριο

σ_{Δ} η τάση διαρροής του χάλυβα

F_s η διατομή του τένοντα που δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 15 - 20% της διατομής του διατρήματος.

Η αστοχία από ολίσθηση στο ένεμα αντιμετωπίζεται με απλά κατασκευαστικά μέσα στην πράξη, ώστε να μην είναι απαραίτητος κάποιος ειδικός έλεγχος. Τα ενέματα που χρησιμοποιούνται προσφέρουν μεγάλες τάσεις συνάφειας της τάξης του 1 με 2 MPa, που ενισχύονται από τη μηχανική έμπλεξη λόγω των ραβδώσεων και ανωμαλιών στην επιφάνεια του τένοντα. Οι κανονισμοί προβλέπουν επίσης ελάχιστες τιμές για το μήκος πακτώσεως του τένοντα στο ένεμα. Έτσι ως ελάχιστη τιμή ορίζονται τα 3m για συνήθεις εργοταξιακές συνθήκες, ενώ όταν τα αγκύρια τοποθετούνται απευθείας και με εργοταξιακά ελεγχόμενες συνθήκες το πακτωμένο μήκος μπορεί να περιοριστεί μέχρι τα 2m.

Αστοχία από ρωγμάτωση του ενέματος γενικά δεν συμβαίνει αφού αρκεί η αντοχή του ενέματος για να παραλάβει τις αναπτυσσόμενες τάσεις. Σπάνια μόνο τοποθετείται στο ένεμα ελαφρύ πλέγμα οπλισμού.

Συνεπώς, το οριακό φορτίο ή η φέρουσα ικανότητα ενός αγκυρίου καθορίζεται από τον έλεγχο αστοχίας στη διεπιφάνεια εδάφους - ενέματος. Με τον όρο αστοχία εννοείται η ολίσθηση ή η πρόκληση σημαντικών παραμορφώσεων στη συγκεκριμένη επιφάνεια. Για τον έλεγχο της εξετάζουμε τις δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την εφαρμογή του φορτίου στο αγκύριο, λόγω δύο μηχανισμών με τους οποίους ενεργοποιείται τοπικά η αντίσταση του εδάφους κατά την εξόλκευση:

- Παθητικές ωθήσεις του εδάφους στη κεφαλή ή τις προεξοχές του βολβού ενεμάτωσης (πακτωμένου τμήματος)
- Πλευρικές διατμητικές τάσεις ή τάσεις συνάφειας στην παράπλευρη επιφάνεια του βολβού

Για να αποτραπεί δηλαδή πιθανή αστοχία θα πρέπει η δύναμη που παραλαμβάνει ένα αγκύριο να είναι μικρότερη από το άθροισμα T_u των οριακών δυνάμεων που μπορούν να αναπτυχθούν λόγω πλευρικής τριβής και παθητικών ωθήσεων. Δηλαδή η οριακή δύναμη του αγκυρίου A_u θα πρέπει να ικανοποιεί την σχέση

$$A_u = FA_f = T_u \quad (5.3)$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η φέρουσα ικανότητα T_u μιας αγκύρωσης καθορίζεται από:

- Το μηχανισμό αστοχίας
- Το εμβαδόν της επιφάνειας αστοχίας
- Τις ιδιότητες του εδάφους στην επιφάνεια αστοχίας
- Τις τάσεις που ενεργούν στην επιφάνεια αστοχίας τη στιγμή της αστοχίας

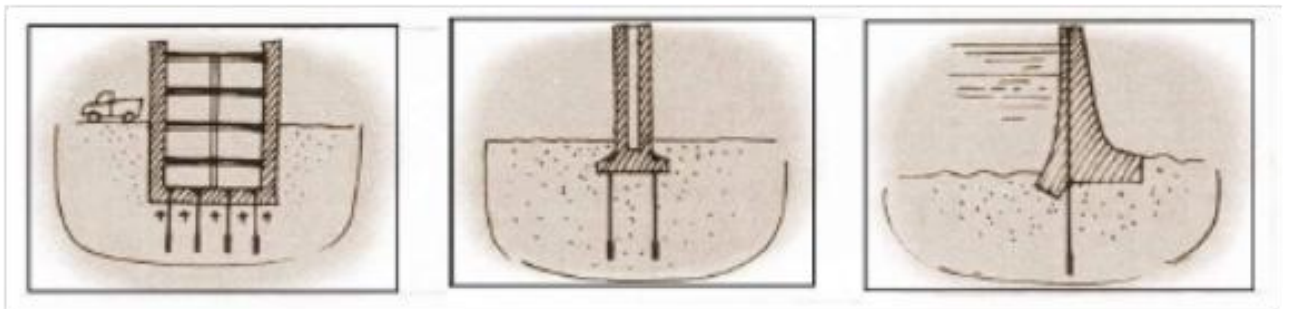
5.1.5 Εφαρμογές Προεντεταμένων Αγκυρίων Εδάφους

Η τεχνική των προεντεταμένων αγκυρίων μπορεί να εφαρμοσθεί σε πλήθος κατασκευών όπως είναι:

- Τοίχους Αντιστήριξης



- Ενίσχυση θεμελίων μεγάλων έργων



- Σήραγγες



5.2 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιάσουμε το θεωρητικό υπόβαθρο όλων των πληροφοριών που χρειαζόμαστε αλλά κυρίως τους υπολογισμούς που καλούμαστε να πραγματοποιήσουμε προκειμένου τον σχεδιασμό και τον έλεγχο ενός κυκλικού ή οκταγωνικού θεμελίου βαρύτητας, με ακτινωτό και δακτυλιωτό οπλισμό, κατακόρυφο οπλισμό διάτμησης και προεντεταμένα αγκύρια.

Ποιες είναι οι βασικές παραδοχές που εξασφαλίζουν μία ασφαλή και συμφέρουσα οικονομικά κατασκευή;

- Τα αγκύρια είναι προεντεταμένα
- Το έλασμα βάσης του πύργου (T- flange) τοποθετείται πάνω σε υψηλής αντοχής ένεμα
- Το έλασμα βάσης του αγκυρίου είναι κάτω από τον κύριο οπλισμό βάσης του θεμελίου, ώστε να εξασφαλίσουμε ότι ολόκληρο το θεμέλιο απολαμβάνει την ευεργετική δράση της προέντασης των αγκυρίων
- Το θεμέλιο είναι είτε κυκλικό είτε οκταγωνικό
- Είναι διακριτή η κατασκευή του βάθρου θεμελίωσης (pedestal)
- Η άνω παρειά του θεμελίου έχει μέγιστη κλίση $11,31^\circ$ (1:5)
- Υπάρχει ακτινικός (radial) και δακτυλιοειδής (concentric) οπλισμός
- Ο οπλισμός διάτμησης είναι ομοιόμορφα κατανεμημένος

Το σύνολο των κατασκευών των σχετικών με τα αγκύρια (anchor cage) συνίσταται από το έλασμα βάσης του πύργου, τα ελάσματα βάσης των αγκυρίων και ένα πλήθος αγκυρίων. Τα αγκύρια έχουν έναν σύνδεσμο στην άνω και κάτω παρειά τους, ώστε εν τέλει το πλήθος τους N_a να λειτουργεί ως ένα σύστημα σωλήνων μεταξύ των δύο ελασμάτων. Το προαναφερθέν “anchor cage” χωρίζεται σε δύο ή σε περισσότερα κομμάτια προκειμένου την μεταφορά του στο εργοτάξιο και συναρμολογείται επιτόπου. Τα επιμέρους κομμάτια συνδέονται μεταξύ τους στην άνω παρειά με έναν σύνδεσμο κομμένο και σχεδιασμένο με laser ενώ τα ελάσματα που αντιστοιχούν στο

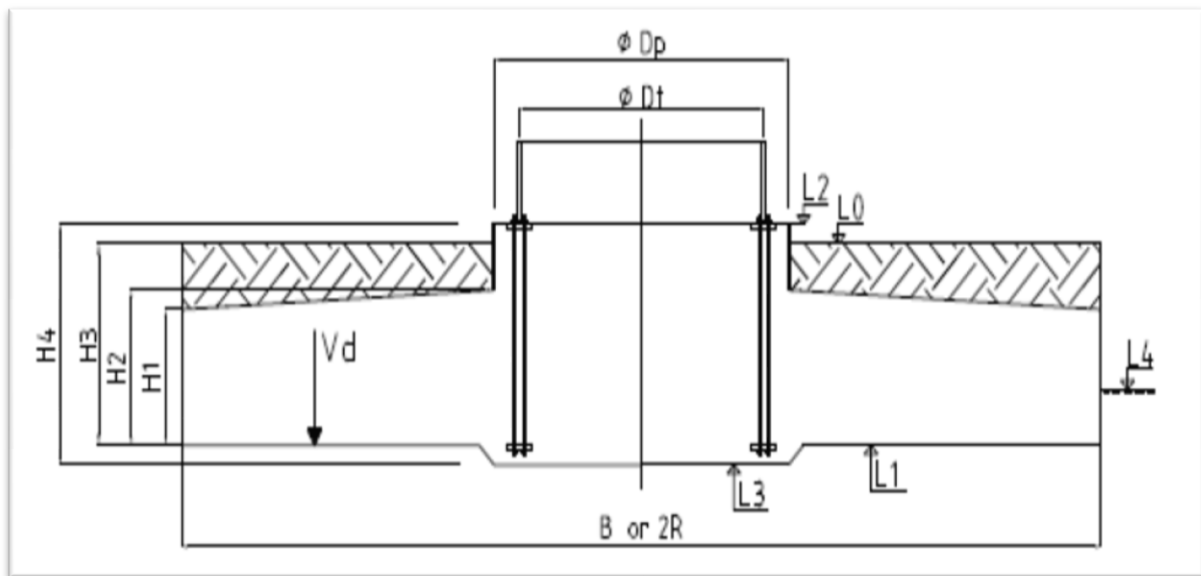
κέντρο είναι έτσι δομημένα ώστε να εξασφαλίζουν ασφαλή τοποθέτηση των αγκυρίων.

Μερικοί Συντελεστές Ασφαλείας:

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ				
ΥΛΙΚΟ	ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ	ΕΙΔΟΣ	ΣΥΜΒΟΛΟ	ΤΙΜΗ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	EC2	Θλιπτική Αντοχή	γc	1,5
	EC2	Εφελκ. Αντοχή	γc	1,5
	IEC/EC2	Αντοχή σε Κόπωση	γc	1,5
ΕΝΕΜΑ	EC2	Θλιπτική Αντοχή	γγ	1,5
	IEC/EC2	Αντοχή σε Κόπωση	γγ	1,5
ΧΑΛΥΒΑΣ /ΑΓΚΥΡΙΑ	EC3	Οριακή Αντοχή	γS	1,25
	EC3	Εφελκ. Αντοχή	γS	1,1
	IEC/EC2	Αντοχή σε κόπωση	γS	1,265
ΡΑΒΔΟΙ	EC2	Θλιπτική Αντοχή	γα	1,15
	IEC/EC2	Αντοχή σε Κόπωση	γα	1,323
ΦΟΡΤΙΟ	ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ	ΕΠΙΔΡΑΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ	ΤΙΜΗ
ΝΕΚΡΟ ΦΟΡΤΙΟ	IEC	ευμενής	γγ	0,9
		δυσμενής	γγ	1,1
ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ	EC2	ευμενής	γρ	0,9
	EC2	δυσμενής	γρ	1
ΑΝΕΜΟΣ	IEC		γf	1,35
ΚΟΠΩΣΗ	IEC		γf	1

Πίνακας 5.1: Μερικοί Συντελεστές ασφαλείας στον σχεδιασμό θεμελίου με προεντεταμένα αγκύρια

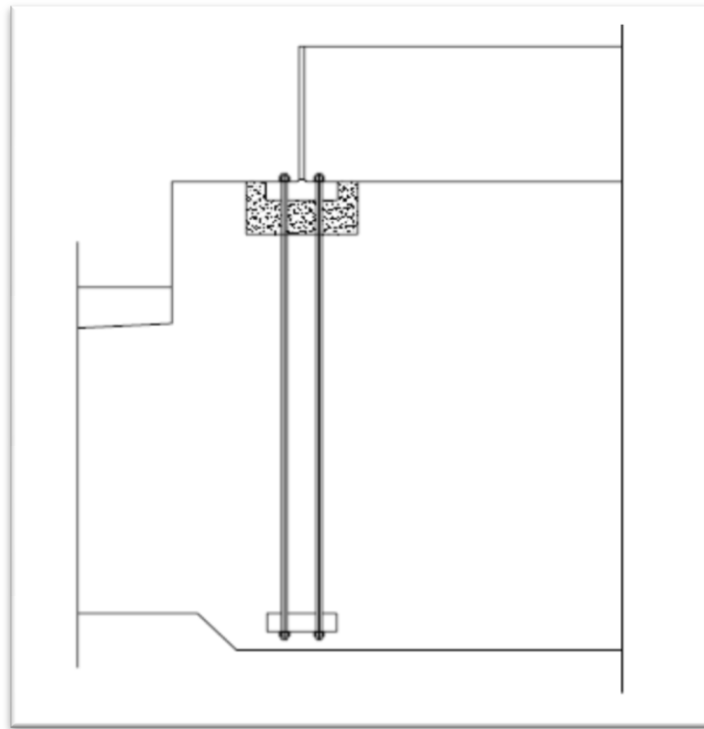
Στην Εικόνα 5.4 που ακολουθεί, παρουσιάζεται μία κατακόρυφη τομή του θεμελίου που εξετάζουμε, στην οποία διακρίνονται και τα προεντεταμένα αγκύρια, η ειδοποιός δηλαδή διαφορά του από το απλό θεμέλιο βαρύτητας που αντιμετωπίσαμε στο Κεφάλαιο 3 της παρούσας εργασίας.



Εικόνα 5.4: Κατακόρυφη Τομή Θεμελίου Βαρύτητας με Προεντεταμένα Αγκύρια

Η εικόνα δείχνει έναν πύργο που εγκαθιδρύεται στην κορυφή του θεμελίου. Η σύνδεση υποστηρίζεται από ένα υψηλής αντοχής ένεμα για να μειωθούν οι πιέσεις επαφής στο κανονικό σκυρόδεμα στην κορυφή του θεμελίου. Στη βάση, οι δυνάμεις των αγκυρίων μεταβιβάζονται στο θεμέλιο μέσω μίας μεταλλικής φλάντζας κάτω από την κύρια όπλιση. Σε όλα τα αγκύρια έχουν προβλεφθεί σωλήνες συρρίκνωσης ώστε να είναι δυνατή, αν απαιτηθεί, η επαναφόρτισή τους.

Ο πύργος ενώνεται με την θεμελίωση μέσω ενός διπλού τόξου από προεντεταμένα αγκύρια, όπως φαίνεται στην λεπτομέρεια της αγκύρωσης που ακολουθεί στην Εικόνα 5.5 με γεωμετρία που περιγράφεται στον Πίνακα 5.2:



Εικόνα 5.5: Λεπτομέρεια Αγκύρωσης

Πλήθος αγκυρίων ανά κύκλο (2 κύκλοι) =Na=	60	
Μέγεθος Αγκυρίων = M=	36	
Οπή στην άνω φλάντζα= do=	42	mm
Οπή στη κάτω φλάντζα=do=	42	mm
ενεργό ελεύθερο μήκος αγκυρίου= La=	2757	mm
ολικό μήκος αγκυρίου= Lo=	2995	mm
διάμετρος πυλώνα= Dt=	3650	mm
εξωτερική διάμετρος κάτω φλάντζας=Dfo=	3980	mm
εσωτερική διάμετρος κάτω φλάντζας=Dfi=	3320	mm
διάμετρος αγκυρίου=Dco=	3845	mm
διάμετρος αγκυρίου=Dci=	3455	mm
πλάτος άνω φλάντζας=Wf	330	mm
πάχος άνω φλάντζας=tf	70	mm
πλάτος κάτω φλάντζας=Wfl	350	mm
πάχος της κάτω φλάντζας=tf1=	70	mm
διάμετρος της έδρασης=Dp=	5246	mm

Πίνακας 5.2: Αναλυτική Γεωμετρία Αγκυρίων

Μέσω του μεγέθους των Αγκυρίων, καθορίζονται τα ακόλουθα γεωμετρικά στοιχεία:

M	36	42	48	mm
As	817	1121	1473	mm ²
d _{min}	31,89	37,36	42,82	mm
d _{bar}	33,402	39,007	44,752	mm

Πίνακας 5.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαφόρων τύπων αγκυρίων

Τα φορτία που ασκούνται στα αγκύρια θεωρούμε πως είναι τα φορτία βάσης του Πύργου. Η ένωση πύργου και θεμελίωσης πρέπει να θεωρηθεί ως ένα προεντεταμένο σύστημα όπου τα μεν αγκύρια είναι προεντεταμένα τα δε σκυρόδεμα ~ ένεμα έχουν επαρκή αντοχή ώστε να ανταπεξέλθουν στην ένταση από την προένταση και τα εξωτερικά φορτία. Σημειώνεται πως η προένταση θα πρέπει να έχει ολοκληρωθεί πριν η αιολική μηχανή τεθεί σε λειτουργία καθώς από εκεί και πέρα, τα εξωτερικά φορτία θα δρουν παράλληλα με την αυτήν.

Τα εξωτερικά φορτία που πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν είναι η Normal F_z και η καμπτική ροπή από την ανωδομή. Η διάτμηση και η στρέψη, θα επηρεάσουν την θεμελίωση μέσω οριζοντίων δυνάμεων οι οποίες εύκολα μεταβιβάζονται στο θεμέλιο μέσω των προεντεταμένων αγκυρίων.

ΦΟΡΤΙΑ	
ΤΥΠΟΣ	ΑΚΡΑΙΟ
F _x	-10
F _y	559
F _z	-2486
M _x	48587
M _y	-892
M _z	-1212

Πίνακας 5.4: Συνολικά φορτία που μεταβιβάζονται στο θεμέλιο

Υπολογίζουμε τις αντιδράσεις που αναλογούν σε κάθε ζεύγος αγκυρίων:

ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΠΥΛΩΝΑ ΑΝΑ ΑΓΚΥΡΙΟ		
ΝΕΚΡΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ(ΕΥΜΕΝΕΣ)βάση πυλώνων=Nd	-2237,4	kN
ΝΕΚΡΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ(ΔΥΣΜΕΝΕΣ)βάση πυλώνων=Nd	-2734,6	kN
ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗ ΒΑΣΗ ΠΥΛΩΝΑ=Md	65604	kNm
ΠΡΟΣ ΤΑ ΠΑΝΩ ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΑΝΑ ΖΕΥΓΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ=Ptu	1161	kN
ΠΡΟΣ ΤΑ ΚΑΤΩ ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΑΝΑ ΖΕΥΓΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ=Ptd	1244	kN

Πίνακας 5.5: Αντιδράσεις που αναλογούν σε κάθε ζεύγος αγκυρίων

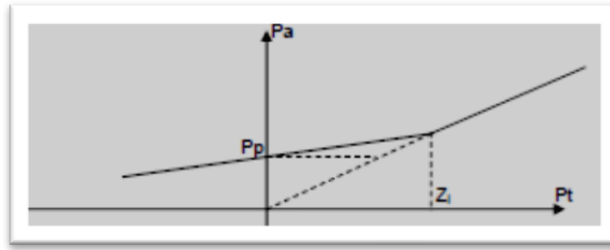
Η προένταση P_p των αγκυρίων συνήθως υπολογίζεται επιλέγοντας ένα ποσοστό προέντασης σεβόμενοι την οριακή αντοχή των αγκυρίων. Για συνήθεις κοχλιωτές συνδέσεις με μεταλλικά ελάσματα, το άνω όριο αυτού του ποσοστού είναι 70% αλλά εδώ όπου έχουμε ευαίσθητα υλικά όπως σκυρόδεμα και ένεμα είναι προτιμότερο να μείνουμε σε χαμηλότερα ποσοστά. Συγκεκριμένα, επιλέγουμε ποσοστό προέντασης 58%. Το όριο μεταξύ του προεντεταμένου και του μη προεντεταμένου τμήματος είναι Z_i που βρίσκεται μέσω της εξίσωσης

$$Z_i = 2 \cdot P_p / (1 - p) \quad (5.1)$$

Από την εξίσωση υπολογισμού του Z βλέπουμε πως εξαρτάται από την δύναμη προέντασης P_p , επομένως από το ποσοστό προέντασης n . Εάν το επίπεδο προέντασης n είναι μικρότερο από το προσδοκώμενο, το όριο Z θα πέσει, με αποτέλεσμα την δημιουργία ανασηκώματος.

Συμπερασματικά, ποια η φυσική σημασία του Z_i ;

Όσο η ασκούμενη στο αγκύριο δύναμη P_i είναι μικρότερη του Z_i , το έλασμα βάσης του πύργου είναι σε πλήρη επαφή με το σκυρόδεμα και δεν λαμβάνει χώρα κανένα ανασήκωμα. Επιπλέον, αποτρέπεται η σχετική μετατόπιση μεταξύ του μεταλλικού ελάσματος του πύργου και του σκυροδέματος.



ΕΝΤΑΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ(post tension)		
ΕΜΒΑΔΟΝ=As	817	mm ²
post tension=Pp	474	kN
έλεγχος	580	gapping
ΣΤΑΘΕΡΑ ΕΛΑΤΗΡΙΟΥ, ΧΑΛΥΒΑΣ		
SHAFT AREA=Aa	876	mm ²
ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΕΛΑΤΗΡΙΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ=Cs	133490	N/mm
ΣΤΑΘΕΡΑ ΕΛΑΤΗΡΙΟΥ, ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
ΜΕΣΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΑΓΚΥΡΙΩΝ =a	191	mm
ΓΩΝΙΑ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΣΥΜΠΙΕΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔ. =α	30	deg
	0,523599	rad
ΣΤΑΘΕΡΑ ΕΛΑΤΗΡΙΟΥ ΓΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ C30=Cc	2056397	N/mm
ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΗΨΗ=p	0,0610	
ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΗΨΗ=q	0,9390	
ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ		
ΟΡΙΟ=Zi	1009	Kn
ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΣ ΤΑ ΠΑΝΩ= Pa	618	Kn
ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΣ ΤΑ ΚΑΤΩ=Pa	576	Kn
ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ, ΑΚΡΑΙΕΣ ΤΙΜΕΣ		
ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΟ ΣΠΕΙΡΩΜΑ=σα	710	N/mm ²
έλεγχος διαρροής	818	ok
έλεγχος θραύσης	720	ok
ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΑΞΟΝΑ=σα	662	N/mm ²
έλεγχος διαρροής	818	ok
έλεγχος θραύσης	720	ok

Πίνακας 5.6: Υπολογισμός Προέντασης Αγκυρίων

ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ, ΚΟΠΩΣΗ		
ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ= $\max M$	17869	KNm
ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ= $\min M$	418	KNm
ΜΕΓΙΣΤΗ ΔΥΝΑΜΗ ΚΕΛΥΦΟΥΣ= $\max P_t$	326	Kn
ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΔΥΝΑΜΗ ΚΕΛΥΦΟΥΣ= $\min P_t$	8	Kn
ΔΙΑΚΥΜΑΝΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΕΛΥΦΟΥΣ= Δp_a	10	Kn
ΔΙΑΚΥΜΑΝΣΗ ΠΙΕΣΗΣ ΣΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ= $\Delta \sigma$	11,9	N/mm ²
	έλεγχος	ok

ΕΡΠΥΣΜΟΣ, ΣΥΣΤΟΛΗ ΚΑΙ ΧΑΛΑΡΩΣΗ
ΕΡΠΥΣΜΟΣ ΓΙΑ $t=\infty$ ΓΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΥΠΟ ΣΥΝΕΧΗ ΠΙΕΣΗ= $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$

σχετική υγρασία RH=	0,8		
θεωρητικό μέγεθος h_0 =	6400	mm	
θεωρητικό μέγεθος h_1 =	100	mm	
συντελεστές διόρθωσης	α_1 =	0,9441	
	α_2 =	0,9837	
	α_3 =	0,9597	
	α =	0	
ϕ_{RH} =	1,084		
$\beta(f_{cm})$ =	2,725		
ηλικία σκυροδέματος την στιγμή της προέντασης t_0 =	28	days	
$t_{0,eff}$ =	28	days	
$\beta(t_0)$ =	0,488		
ϕ_0 =	1,441		
Μετά από 20 έτη	t =	7300	days
B_{η} =	1440		
$\beta(t, t_0)$ =	0,8348		
$\phi(\infty, t_0)$ =	1,203		

Πίνακας 5.7: Έλεγχοι Κόπωσης και Οριακού Φορτίου

Οι υπολογισμοί γίνονται υποδιαιρώντας το μισό ύψος του θεμελίου σε 6 επίπεδα και για κάθε ένα από αυτά υπολογίζουμε την παραμόρφωση υποθέτοντας μία κατανομή της πίεσης υπό 45°.

i	di	zi	σi	εi	Δi	Σdi
1	216	108	9,08	0,2633	0,0569	0,0569
2	216	324	5,07	0,1470	0,0318	0,0887
3	216	541	3,51	0,1019	0,0220	0,1108
4	216	757	2,69	0,0780	0,0169	0,1276
5	216	973	2,18	0,0632	0,0137	0,1413
6	216	1189	1,83	0,0531	0,0115	0,1528
	mm	mm	N/mm ²	ο/οο	mm	mm

ΤΕΛΙΚΟΣ ΕΡΠΥΣΜΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ= $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$	0,117743	ο/οο
---	----------	------

ΣΥΣΤΟΛΗ	=το άθροισμα της αυτογενούς συστολής και της συστολής ξηράνσεως		0,088038
α _{as} =	700		ο/οο
α _{ds1} =	4		
α _{ds2} =	0,12		
ε _{cas0} (fcm)=	0,0655378	ο/οο	
β _{as} (t)=	0,99999996		
ε _{cas} (t)=	0,0655	ο/οο	=ΑΥΤΟΓΕΝΗΣ ΣΥΣΤΟΛΗ

ε _{cds0} (fcm)=	0,4183	ο/οο	
β _{RH} (RH)=	0,7564		
t _s =	14	days	
β _{ds} (t-t _s)=	0,07110985		
ε _{cds} (t,t _s)=	0,02250023	ο/οο	=ΣΥΣΤΟΛΗ ΞΗΡΑΝΣΕΩΣ

ΟΛΙΚΟΣ ΕΡΠΥΣΜΟΣ ΚΑΙ ΣΥΣΤΟΛΗ=ε _c	0,2057807	ο/οο
--	-----------	------

ΧΑΛΑΡΩΣΗ=ε _r =	0,169	ο/οο
ρ ₁₀₀₀ =	4	%
μ=	0,54	
t=	7300	
Δσ _{pr} /σ _{pr} =	35,3913076	

Πίνακας 5.8: Έλεγχοι Ερπυσμού, Συστολής και Χαλάρωσης

Συνεχίζουμε με τον έλεγχο του επιπέδου προέντασης:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ			
Δύναμη χωρίς ερπυσμό, χαλάρωση και συστολή =Pρ		474	KN
	όριο=Zi	1009	KN
Δύναμη μετά από επίδραση μακροχρονίων φαινομ.		405	KN
	μινόριο	863	KN

Πίνακας 5.9: Έλεγχος του Επιπέδου Προέντασης

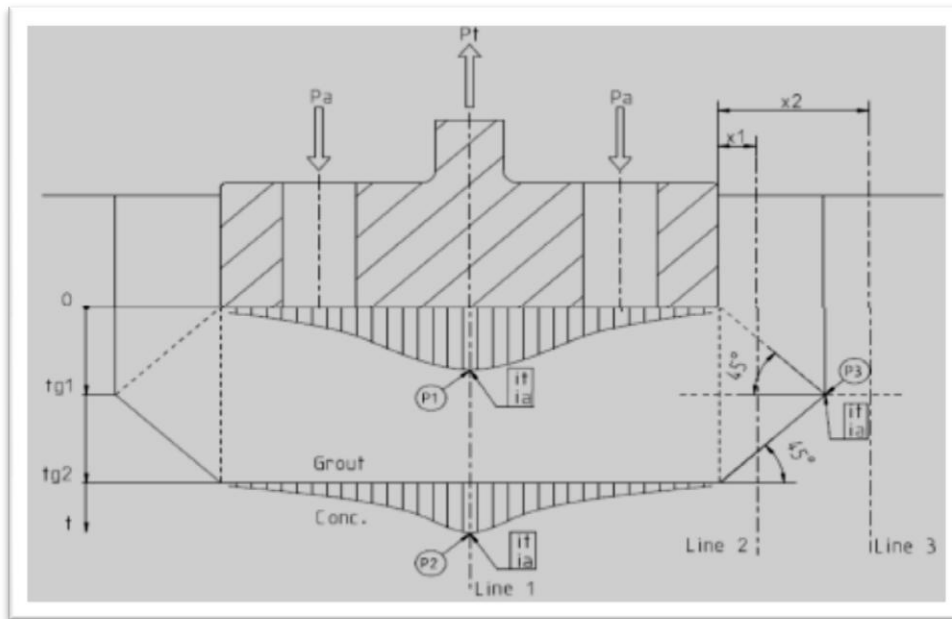
Ελέγχουμε εάν δημιουργείται κενό μεταξύ της φλάντζας βάσης του πυλώνα και του σκυροδέματος του θεμελίου:

έλεγχος για δημιουργία ανοίγματος μεταξύ σκυροδέματος και βάσης πύργου					
ΦΟΡΤΙΟ	N	M	Pt	<Zi?	<minZi?
Extreme ΦΟΡΤΙΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	-2237,4	65604	1236	gapping	gapping
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΟ Normal ΦΟΡΤΙΟ	-2486	48587	929	OK	gapping
ΜΕΓΙΣΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΌ ΤΟ ΦΑΣΜΑ ΦΟΡΤΙΩΝ	-2486	19277	394	OK	ok
ΜΕΓΙΣΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ	-2486	26006	516	OK	ok

ΕΠΙΜΗΚΥΝΣΗ ΑΓΚΥΡΙΩΝ			
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΜΗΚΥΝΣΗ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ	ΣΤΡΟΓΓΥΛΗ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ	7,10	mm
	ΠΛΗΡΕΣ ΣΠΕΙΡΩΜΑ	6,07	mm

Πίνακας 5.10: Έλεγχος Δημιουργίας Κενού

Ελέγχουμε τις τάσεις που αναπτύσσονται κατά μήκος της φλάντζας στη βάση του πύργου. Η κατανομή των τάσεων κάτω από την φλάντζα είναι χαρακτηριστική καθώς έχει ένα διακεκριμένο ακραίο σημείο ακριβώς κάτω από το κέλυφος όταν εφαρμόζεται ο συνδυασμός της δύναμης προέντασης και της μέγιστης προς τα κάτω δύναμης του πύργου:



Εικόνα 5.6: Έλεγχος ενέματος φλάντζας

Η κατανομή των τάσεων είναι ενδεικτική. μιας και δημιουργείται ένα χαρακτηριστικό ακραίο σημείο ακριβώς κάτω από το κέλυφος, όταν εφαρμόζεται ο συνδυασμός της δύναμης προέντασης και της μέγιστης προς τα κάτω δύναμης του πύργου.

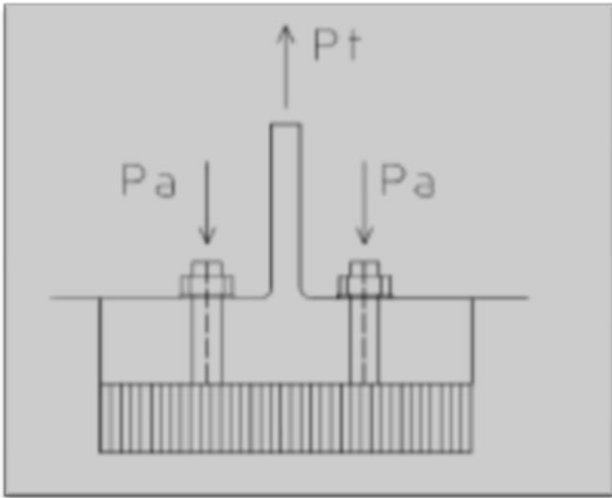
ΕΝΕΜΑΤΑ, ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΕΤΩ ΑΠΟ ΤΗΝ Tflange, ΑΚΡΑΙΑ ΦΟΡΤΙΑ			
ΒΑΣΙΚΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ			
ΠΛΑΤΟΣ ΦΛΑΝΤΖΑΣ= w_f	330	mm	
ΠΑΧΟΣ ΦΛΑΝΤΖΑΣ= t_f	70	mm	
ΑΝΑΛΟΓΙΑ ΠΑΧΟΥΣ/ΠΛΑΤΟΣ	0,2121		
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΖΕΥΓΟΥΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ= a	191	mm	
ΜΕΓΕΘΟΣ ΟΠΗΣ= d_o	42	mm	
ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΚΥΡΙΩΝ=	36	mm	
ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΗ ΓΛΑΝΤΖΑ= A_n	60259	mm ²	
ΠΑΧΟΣ ΕΝΕΜΑΤΟΣ= t_{g1}	150	mm	
ΠΑΧΟΣ ΕΝΕΜΑΤΟΣ= t_{g2}	63	mm	
ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΝΕΜΑΤΟΣ= f_{gk}	90	N/mm ²	
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ= γ_p	1,10		
ΠΑΡΑΓΩΝ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΕΝΕΜΑΤΟΣ= C_f	1,30		

Πίνακας 5.11: Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Ελάσματος

Line1=just under the tower shell						
t/Wf	0,1579	0,3158	0,3947	0,2121		
t	ia	ia	ia	ia		
0	0,902	0,866	0,807	0,8896		
50	0,9723	0,824	0,764	0,9214		
100	0,924	0,7573	0,7093	0,8668		
150	0,815	0,6831	0,648	0,7697		
200	0,717	0,6183	0,593	0,6831		
300	0,576	0,5189	0,5043	0,5564		
400	0,4823	0,4459	0,4363	0,4698		
500	0,4157	0,3913	0,3842	0,4073		
					0,7303	ia
t/Wf	0,1579	0,3158	0,3947	0,2121		
t	it	it	it	it		
0	2,417	1,293	1,047	2,0310		
50	1,8627	1,0845	0,9128	1,5955		
100	1,3627	0,8933	0,7867	1,2015		
150	1,0299	0,7486	0,6833	0,9333		
200	0,835	0,6507	0,6073	0,7717		
300	0,6142	0,5214	0,4991	0,5823	0,8599	it
400	0,492	0,4357	0,4224	0,4727		
500	0,411	0,3742	0,3651	0,3984		

t υπολογισμού	173	mm			
---------------	-----	----	--	--	--

ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ LINE 1, ΣΤΗΝ ΚΑΤΩ ΠΛΕΥΡΑ ΤΟΥ ΕΝΕΜΑΤΟΣ



Pt	Pa	it	ia	$\sigma(0)$	$\sigma_{ref}(0)$	Cf*fgd	SCF
1236	618	2,0310	0,8896	0	2,1	77,9	
0	474	2,0310	0,8896	15,4	17,3	77,9	
-1153	576	2,0310	0,8896	57,6	40,2	77,9	1,43

tg2 ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΤΩ ΠΛΕΥΡΑ ΤΗΣ ΦΛΑΝΤΖΑΣ, ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

tg1=	150	
t=	173	
Cf=	1,73205081	
α =	45	degrees
	0,78539816	rad

Pt	Pa	it	ia	$\sigma(0)$	$\sigma_{ref}(0)$	Cf*fgd	SCF
1236	618	0,8599	0,7303	0	1,026783	52	
0	474	0,8599	0,7303	12,6	8,7	52	
-1153	576	0,8599	0,7303	31,8	20,1	52	1,58

ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΩΝ ΓΡΑΜΜΩΝ 2 ΚΑΙ 3, x mm ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΗ ΤΗΣ ΦΛΑΝΤΖΑΣ

x=	43	87	73	43	87	73
t	ia	ia	ia	it	it	it
0	0,3698	0,2229	0,2712	0,4215	0,2796	0,3262
50	0,3049	0,2499	0,2680	0,4795	0,3387	0,3850
100	0,3444	0,2746	0,2975	0,4887	0,3703	0,4092
150	0,3859	0,3037	0,3307	0,4677	0,377	0,4068
200	0,4158	0,3272	0,3563	0,4588	0,3754	0,4028
300	0,373	0,325	0,3408	0,391	0,35	0,3635
73			0,2813			0,396

tg2 κατω από την κάτω πλευρά της φλάντζας, σκυρόδεμα

tg2=	63	mm	An(t)=	87096	mm ²
tscald=	73	mm			
Cf=	1,732051				
a=	45	deg			
	0,785398	rad			

Pt	Pa	it	ia	$\sigma(0)$	$\sigma_{ref}(0)$	Cf*fgd	SCF
1236	618	0,3959	0,2813	0,0	1,4	52,0	
0	474	0,3959	0,2813	4,9	12,0	52,0	
-1153	576	0,3959	0,2813	13,5	27,8	52,0	0,49

Πίνακας 5.12: Έλεγχος τάσεων κατά μήκος χαρακτηριστικών γραμμών του ελάσματος

ΕΝΕΜΑΤΑ, ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΩ ΑΠΌ ΤΗΝ ΦΛΑΝΤΖΑ, ΜΑΧ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΟΠΩΣΗΣ								
STEP	maxMi	maxPti	maxPai	it	ia	maxσi	Cf	maxS
1	19277	311	464	2,0310	0,8896	24,18	1,30	0,4706
2	17488	278	465	2,0310	0,8896	23,11	1,30	0,4498
3	16280	256	466	2,0310	0,8896	22,39	1,30	0,4357
4	15698	245	466	2,0310	0,8896	22,04	1,30	0,4289
5	14505	223	467	2,0310	0,8896	21,32	1,29	0,4182
6	13312	202	468	2,0310	0,8896	20,61	1,24	0,4205
7	12119	180	468	2,0310	0,8896	19,89	1,22	0,4126
8	10926	158	469	2,0310	0,8896	19,18	1,22	0,3977
9	9733	136	470	2,0310	0,8896	18,46	1,22	0,3829
10	8540	115	470	2,0310	0,8896	17,75	1,21	0,3711
11	7347	93	471	2,0310	0,8896	17,03	1,21	0,3562
12	6153	71	472	2,0310	0,8896	16,32	1,21	0,3412
13	4960	49	472	2,0310	0,8896	15,60	1,20	0,3290
14	3767	27	473	2,0310	0,8896	14,89	1,20	0,3139
15	2574	6	474	2,0310	0,8896	14,17	1,19	0,3014
16	1381	-16	474	2,0310	0,8896	13,46	1,19	0,2862
17	188	-38	475	2,0310	0,8896	12,75	1,17	0,2756
18	-1006	-60	476	2,0310	0,8896	12,03	1,16	0,2624
19	-2199	-82	476	2,0310	0,8896	11,32	1,15	0,2489
20	-3392	-103	477	2,0310	0,8896	10,60	1,15	0,2332
21	-4585	-125	478	2,0310	0,8896	9,89	1,15	0,2175
22	-5778	-147	478	2,0310	0,8896	9,17	1,15	0,2018
23	-6971	-169	479	2,0310	0,8896	8,46	1,15	0,1860
24	-8164	-191	480	2,0310	0,8896	7,74	1,15	0,1703
25	-9357	-212	480	2,0310	0,8896	7,03	1,15	0,1546
	kNm	KN	KN			N/mm ²		

Πίνακας 5.13: Κατάσταση μέγιστης φόρτισης από κόπωση του ενέματος

ΕΝΕΜΑΤΑ, ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΩ ΑΠΌ ΤΗΝ ΦΛΑΝΤΖΑ, ΜΙΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΟΠΩΣΗΣ								
STEP	minMi	minPti	minPai	it	ia	minσι	Cf	minS
1	-40377	-779	498	2,0310	0,8896	-11,56	1,30	-0,2250
2	-38588	-746	497	2,0310	0,8896	-10,49	1,30	-0,2041
3	-37380	-724	496	2,0310	0,8896	-9,76	1,30	-0,1900
4	-36798	-714	496	2,0310	0,8896	-9,42	1,30	-0,1833
5	-35605	-692	495	2,0310	0,8896	-8,70	1,29	-0,1707
6	-34412	-670	494	2,0310	0,8896	-7,99	1,24	-0,1629
7	-33219	-648	494	2,0310	0,8896	-7,27	1,22	-0,1508
8	-32026	-626	493	2,0310	0,8896	-6,56	1,22	-0,1360
9	-30833	-605	492	2,0310	0,8896	-5,84	1,22	-0,1211
10	-29640	-583	492	2,0310	0,8896	-5,13	1,21	-0,1072
11	-28447	-561	491	2,0310	0,8896	-4,41	1,21	-0,0923
12	-27253	-539	490	2,0310	0,8896	-3,70	1,21	-0,0773
13	-26060	-517	490	2,0310	0,8896	-2,98	1,20	-0,0629
14	-24867	-496	489	2,0310	0,8896	-2,27	1,20	-0,0478
15	-23674	-474	488	2,0310	0,8896	-1,55	1,19	-0,0330
16	-22481	-452	488	2,0310	0,8896	-0,84	1,19	-0,0178
17	-21288	-430	487	2,0310	0,8896	-0,12	1,17	-0,0027
18	-20095	-408	486	2,0310	0,8896	0,59	1,16	0,0129
19	-18902	-387	486	2,0310	0,8896	1,31	1,15	0,0288
20	-17709	-365	485	2,0310	0,8896	2,02	1,15	0,0445
21	-16516	-343	484	2,0310	0,8896	2,74	1,15	0,0602
22	-15323	-321	484	2,0310	0,8896	3,45	1,15	0,0759
23	-14130	-300	483	2,0310	0,8896	4,17	1,15	0,0917
24	-12936	-278	482	2,0310	0,8896	4,88	1,15	0,1074
25	-11743	-256	482	2,0310	0,8896	5,60	1,15	0,1231
	kNm	KN	KN			N/mm ²		

Πίνακας 5.14: Κατάσταση ελάχιστης φόρτισης από κόπωση του ενέματος

ΕΝΕΜΑΤΑ, ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΟΠΩΣΗΣ							
STEP	maxS	minS	N	f	N ^f	n	n/(N ^f)
1	0,4706	-0,2250	45819,7	1	45819,7	7,00E+00	0,0002
2	0,4498	-0,2041	97518,67	1	97518,67	7,00E+00	0,0001
3	0,4357	-0,1900	165553,6	1	165553,6	1,70E+01	0,0001
4	0,4289	-0,1833	214806,3	1	214806,3	5,70E+01	0,0003
5	0,4182	-0,1707	337617,4	1	337617,4	7,40E+01	0,0002
6	0,4205	-0,1629	368462,3	1	368462,3	3,47E+03	0,0094
7	0,4126	-0,1508	548121,4	1	548121,4	3,43E+03	0,0063
8	0,3977	-0,1360	1014056	1,001212	1031202	1,46E+02	0,0001
9	0,3829	-0,1211	1911792	1,056288	4315301	1,85E+02	0,0000
10	0,3711	-0,1072	3354805	1,105133	16282955	6,83E+03	0,0004
11	0,3562	-0,0923	6597424	1,163875	86476585	3,54E+03	0,0000
12	0,3412	-0,0773	13243434	1,2244	5,25E+08	1,72E+02	0,0000
13	0,3290	-0,0629	25016326	1,279645	2,93E+09	3,93E+03	0,0000
14	0,3139	-0,0478	52562218	1,34	2,39E+10	4,60E+03	0,0000
15	0,3014	-0,0330	1,05E+08	1,40	1,83E+11	1,35E+04	0,0000
16	0,2862	-0,0178	2,31E+08	1,47	2,09E+12	2,71E+04	0,0000
17	0,2756	-0,0027	4,59E+08	1,53	1,88E+13	6,28E+04	0,0000
18	0,2624	0,0129	1,01E+09	1,60	2,61E+14	2,43E+05	0,0000
19	0,2489	0,0288	2,31E+09	1,67	4,59E+15	5,58E+05	0,0000
20	0,2332	0,0445	5,75E+09	1,75	1,25E+17	9,71E+05	0,0000
21	0,2175	0,0602	1,47E+10	1,83	4,36E+18	1,68E+06	0,0000
22	0,2018	0,0759	3,85E+10	1,92	1,97E+20	3,69E+06	0,0000
23	0,1860	0,0917	1,04E+11	2,00	1,17E+22	9,17E+06	0,0000
24	0,1703	0,1074	2,88E+11	2,09	9,3E+23	3,53E+07	0,0000
25	0,1546	0,1231	8,19E+11	2,18	1E+26	4,41E+08	0,0000

PM sum:	0,0171
	ok

Πίνακας 5.15: Συγκεντρωτικός πίνακας φόρτισης του ενέματος από κόπωση

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ, ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΩ ΑΠΌ ΤΗΝ ΦΛΑΝΤΖΑ, ΜΑΧ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΟΠΩΣΗΣ								
STEP	maxMi	maxPti	maxPai	it	ia	maxσι	Cf	maxS
1	19277	311	464	0,8599	0,7303	15,50	1,73	0,4285
2	17488	278	465	0,8599	0,7303	15,06	1,73	0,4164
3	16280	256	466	0,8599	0,7303	14,77	1,73	0,4083
4	15698	245	466	0,8599	0,7303	14,63	1,73	0,4043
5	14505	223	467	0,8599	0,7303	14,34	1,7	0,4033
6	13312	202	468	0,8599	0,7303	14,04	1,49	0,4508
7	12119	180	468	0,8599	0,7303	13,75	1,44	0,4567
8	10926	158	469	0,8599	0,7303	13,46	1,44	0,4471
9	9733	136	470	0,8599	0,7303	13,17	1,44	0,4374
10	8540	115	470	0,8599	0,7303	12,88	1,39	0,4431
11	7347	93	471	0,8599	0,7303	12,59	1,38	0,4362
12	6153	71	472	0,8599	0,7303	12,30	1,38	0,4261
13	4960	49	472	0,8599	0,7303	12,01	1,36	0,4222
14	3767	27	473	0,8599	0,7303	11,71	1,35	0,4150
15	2574	6	474	0,8599	0,7303	11,42	1,32	0,4138
16	1381	-16	474	0,8599	0,7303	11,13	1,29	0,4127
17	188	-38	475	0,8599	0,7303	10,84	1,24	0,4181
18	-1006	-60	476	0,8599	0,7303	10,55	1,17	0,4312
19	-2199	-82	476	0,8599	0,7303	10,26	1,15	0,4266
20	-3392	-103	477	0,8599	0,7303	9,97	1,15	0,4145
21	-4585	-125	478	0,8599	0,7303	9,67	1,15	0,4023
22	-5778	-147	478	0,8599	0,7303	9,38	1,15	0,3902
23	-6971	-169	479	0,8599	0,7303	9,09	1,15	0,3781
24	-8164	-191	480	0,8599	0,7303	8,80	1,15	0,3660
25	-9357	-212	480	0,8599	0,7303	8,51	1,15	0,3539
	kNm	KN	KN			N/mm2		

Πίνακας 5.16: Κατάσταση μέγιστης φόρτισης από κόπωση του σκυροδέματος

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ, ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΩ ΑΠΌ ΤΗΝ ΦΛΑΝΤΖΑ, ΜΙΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΟΠΩΣΗΣ								
STEP	minMi	minPti	minPai	it	ia	minσι	Cf	minS
1	-20684	-419	487	0,8599	0,7303	5,74	1,73	0,1588
2	-18895	-387	486	0,8599	0,7303	6,18	1,73	0,1709
3	-17687	-364	485	0,8599	0,7303	6,48	1,73	0,1790
4	-17105	-354	485	0,8599	0,7303	6,62	1,73	0,1829
5	-15912	-332	484	0,8599	0,7303	6,91	1,7	0,1944
6	-14719	-310	483	0,8599	0,7303	7,20	1,49	0,2311
7	-13526	-288	483	0,8599	0,7303	7,49	1,44	0,2488
8	-12333	-267	482	0,8599	0,7303	7,78	1,44	0,2585
9	-11140	-245	481	0,8599	0,7303	8,07	1,44	0,2682
10	-9947	-223	481	0,8599	0,7303	8,37	1,39	0,2878
11	-8754	-201	480	0,8599	0,7303	8,66	1,38	0,3000
12	-7560	-180	479	0,8599	0,7303	8,95	1,38	0,3101
13	-6367	-158	479	0,8599	0,7303	9,24	1,36	0,3249
14	-5174	-136	478	0,8599	0,7303	9,53	1,35	0,3376
15	-3981	-114	477	0,8599	0,7303	9,82	1,32	0,3559
16	-2788	-92	477	0,8599	0,7303	10,11	1,29	0,3749
17	-1595	-71	476	0,8599	0,7303	10,40	1,24	0,4013
18	-402	-49	475	0,8599	0,7303	10,70	1,17	0,4372
19	792	-27	475	0,8599	0,7303	10,99	1,15	0,4569
20	1985	-5	474	0,8599	0,7303	11,28	1,15	0,4690
21	3178	17	473	0,8599	0,7303	11,57	1,15	0,4811
22	4371	38	473	0,8599	0,7303	11,86	1,15	0,4933
23	5564	60	472	0,8599	0,7303	12,15	1,15	0,5054
24	6757	82	471	0,8599	0,7303	12,44	1,15	0,5175
25	7950	104	471	0,8599	0,7303	12,74	1,15	0,5296
	kNm	KN	KN			N/mm2		

Πίνακας 5.17: Κατάσταση ελάχιστης φόρτισης από κόπωση του σκυροδέματος

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ, ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΚΟΠΩΣΗΣ							
Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(N3)	log(N)	n	n/N
0,4285	0,159	8,43	12,51	11,15	12,51	7,00E+00	0,0000
0,4164	0,171	8,73	13,51	12,98	13,51	7,00E+00	0,0000
0,4083	0,179	8,95	14,22	14,45	14,45	1,70E+01	0,0000
0,4043	0,183	9,05	14,57	15,23	15,23	5,70E+01	0,0000
0,4033	0,194	9,20	15,08	16,39	16,39	7,40E+01	0,0000
0,4508	0,231	8,86	13,92	13,52	13,92	3,47E+03	0,0029
0,4567	0,249	8,95	14,23	14,15	14,23	3,43E+03	0,0036
0,4471	0,258	9,22	15,15	16,31	16,31	1,46E+02	0,0000
0,4374	0,268	9,49	16,11	18,98	18,98	1,85E+02	0,0000
0,4431	0,288	9,62	16,57	20,50	20,50	6,83E+03	0,0008
0,4362	0,300	9,88	17,54	24,14	24,14	3,54E+03	0,0002
0,4261	0,310	10,18	18,67	29,56	29,56	1,72E+02	0,0000
0,4222	0,325	10,43	19,66	36,01	36,01	3,93E+03	0,0000
0,4150	0,338	10,71	20,82	46,67	46,67	4,60E+03	0,0000
0,4138	0,356	10,97	21,85	62,77	62,77	1,35E+04	0,0000
0,4127	0,375	11,23	22,98	97,09	97,09	2,71E+04	0,0000
0,4181	0,401	11,47	24,01	213,85	213,85	6,28E+04	0,0000
0,4312	0,437	11,67	24,93	-562,56	-562,56	2,43E+05	0,0007
0,4266	0,457	12,03	26,54	-112,49	-112,49	5,58E+05	0,0006
0,4145	0,469	12,45	28,52	-64,84	-64,84	9,71E+05	0,0001
0,4023	0,481	12,88	30,60	-46,43	-46,43	1,68E+06	0,0000
0,3902	0,493	13,32	32,80	-36,62	-36,62	3,69E+06	0,0000
0,3781	0,505	13,76	35,13	-30,49	-30,49	9,17E+06	0,0000
0,3660	0,517	14,22	37,57	-26,28	-26,28	3,53E+07	0,0000
0,3539	0,530	14,68	40,15	-23,17	-23,17	4,41E+08	0,0000

PM sum: 0,0089

ok

Πίνακας 5.18: Συγκεντρωτικός πίνακας φόρτισης του σκυροδέματος από κόπωση

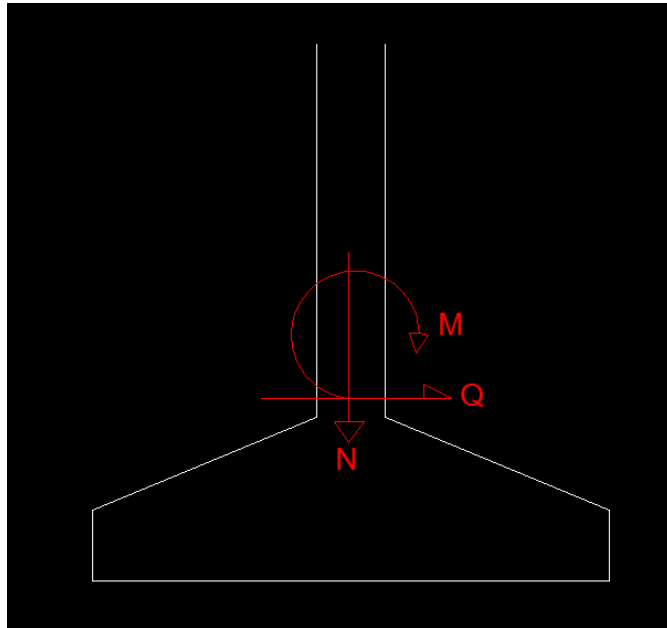
Χωρίς να υπάρχει ανάγκη παρουσίασης επιπλέον υπολογισμών οδηγούμαστε στον υπολογισμό των απαιτούμενων οπλισμών του θεμελίου οι οποίοι θα παρουσιαστούν αναλυτικά στο Κεφάλαιο 6 που ακολουθεί.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 - «ΤΕΛΙΚΕΣ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ~ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ»

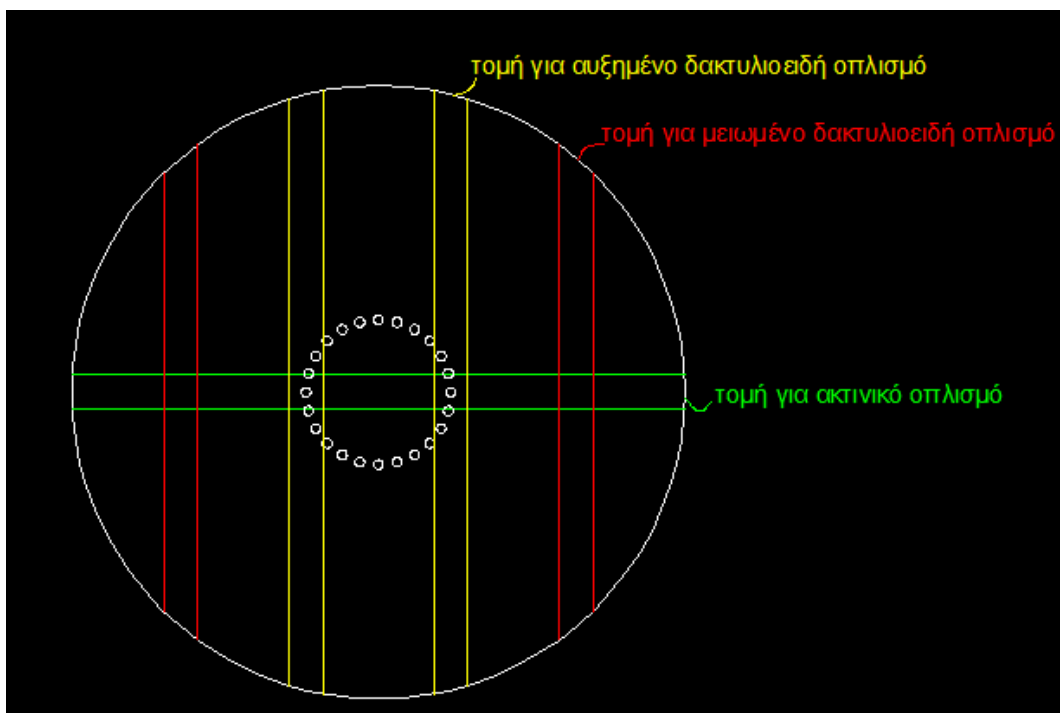
Έχοντας ολοκληρώσει όλες τις επιλεγμένες μοντελοποιήσεις και έχοντας εκτελέσει όλες τις αναλύσεις, είμαστε πλέον έτοιμοι να παρουσιάσουμε συγκεντρωτικά όλα τα αποτελέσματα καθώς και να προχωρήσουμε στις συγκρίσεις των τελευταίων, με σκοπό την εξαγωγή θεωρητικών αλλά και πρακτικών αποτελεσμάτων.

Από το τεράστιο πλήθος των αποτελεσμάτων- εντατικών και παραμορφωσιακών, που θα μπορούσαμε να εξάγουμε από τις διάφορες αναλύσεις, αυτά που μας ενδιαφέρουν και τα οποία θα παρουσιαστούν αναλυτικά, είναι:

- Οι μέγιστες παραμορφώσεις - καθιζήσεις στη στάθμη θεμελίωσης των θεμελίων βαρύτητας
- Τα εντατικά μεγέθη M, Q, N στην διεπιφάνεια θεμελίου-πυλώνα -προφανώς τα μεγέθη αυτά αναφέρονται μόνο στο ενοποιημένο μοντέλο όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 4 και όπως φαίνονται στην Εικόνα 6.1 που ακολουθεί.
- Η μέγιστη παραμόρφωση του κόμβου K_{35} της ανωδομής, στον οποίον όπως έχουμε πει είναι συγκεντρωμένο το μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής μάζας της ανωδομής και στον οποίο προφανώς εμφανίζεται η μέγιστη μετατόπιση.
- Η μέγιστη ροπή στην παρειά σύνδεσης ανωδομής-θεμελίου, μέσω της οποίας καθορίζεται ο ακτινικός οπλισμός. όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 5. Οι θέσεις εμφάνισης της μέγιστης ροπής αναμένονται περίπου στις θέσεις των κοχλιών σύνδεσης, όπως απεικονίζεται και στην Εικόνα 6.2 που ακολουθεί.
- Η ροπή σε επιλεγμένες κάθετες τομές, μέσω της οποίας καθορίζεται ο δακτυλιοειδής οπλισμός σε επιλεγμένες θέσεις. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 6.2, επιλέγουμε δύο θέσεις υπολογισμού της ροπής: μία κάθετη τομή στην θέση των κοχλιών και μία περίπου στο μέσον της εναπομένουσας απόστασης.



Εικόνα 6.1: Σχηματική απεικόνιση των εντατικών μεγεθών στη διεπιφάνεια ανωδομής - θεμελίου



Εικόνα 6.2: Ενδεικτικές τομές υπολογισμού ροπών προκειμένου τον υπολογισμό του απαιτούμενου σπλισμού. Οι τομές 1-1 και 1'-1' επιλέγονται για τον υπολογισμό του ακτινικού σπλισμού οι δε τομές 2-2, 2'-2', 3-3 και 3'-3' για τον υπολογισμό του δακτυλιοειδούς σπλισμού

Προφανώς, κάθε ένα από τα παραπάνω μεγέθη, παρουσιάζει ενδιαφέρον ανάλογα με την εκάστοτε σύγκριση που πραγματοποιούμε. Οι συγκρίσεις που θα πραγματοποιηθούν είναι οι ακόλουθες:

- Στο μοντέλο της ανωδομής, όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 2, συγκρίνουμε τις αντιδράσεις βάσεις και την μετακίνηση της κορυφής που προκύπτουν από την φόρτιση της αιολικής μηχανής με το ελαστικό φάσμα απόκρισης αφενός του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ2000) αφετέρου με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 (EC8) λαμβάνοντας υπ' όψιν μας την κατακόρυφη συνιστώσα. Ταυτόχρονα, καθαρά για θεωρητικούς λόγους, συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των Δυναμικών Φασματικών Αναλύσεων με φάσμα απόκρισης αυτό του εκάστοτε κανονισμού με και χωρίς την κατακόρυφη συνιστώσα Ez.
- Από τις έξι διαφορετικές εκδοχές του θεμελίου, συγκρίνουμε τα παραμορφωσιακά αποτελέσματα στη στάθμη θεμελίωσης ανάμεσα στις μοντελοποιήσεις με πεπερασμένα στοιχεία λεπτών κελυφών (shell thin elements) και παχιών κελυφών (shell thick elements) αφενός για προσομοίωση εδάφους με γραμμικά ελατήρια (spring elements) αφετέρου με μη- γραμμικά ελατήρια (gap elements).
- Και πάλι στα μεμονωμένα μοντέλα της θεμελίωσης της αιολικής μηχανής, συγκρίνουμε τα παραμορφωσιακά αποτελέσματα στη στάθμη θεμελίωσης ανάμεσα στις προσομοιώσεις με πεπερασμένα στοιχεία όγκου (solid elements) και σε αυτές με πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών (shell thick elements) και πάλι αφενός για γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (spring elements) αφετέρου για μη- γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (gap elements).
- Στο ενοποιημένο μοντέλο, υπό την φόρτιση των διαφόρων χρονοϊστοριών κοντινού πεδίου, για τις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και ZIII, συγκρίνουμε τα εντατικά και παραμορφωσιακά αποτελέσματα του σεισμικού γεγονότος για γραμμικώς και μη- γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος.

- Συγκρίνουμε τα παραμορφωσιακά και εντατικά αποτελέσματα της μοντελοποίησης του μεμονωμένου θεμελίου με πεπερασμένα στοιχεία παχιών κελυφών και μη- γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (shell thick και gap elements) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της φόρτισης του ενοποιημένου φορέα με τις επιλεγμένες χρονοϊστορίες κοντινού πεδίου.
- Τέλος, συγκρίνουμε από οικονομικής απόψεως τον σχεδιασμό ενός θεμελίου με και χωρίς προεντεταμένα αγκύρια, όπως αυτός αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 5 της εργασίας μας. Οι αναλυτικές επιλογές μας όσον αφορά τα υλικά μόρφωσης περιγράφονται παρακάτω στην υποπαράγραφο §6.6.

6.1 Σύγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού και Ευρωκώδικα 8

Η πρώτη σύγκριση που θα πραγματοποιήσουμε είναι ανάμεσα στους δύο Αντισεισμικούς Κανονισμούς που συνηθίζουμε να εφαρμόζουμε, τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 2000 και τον Ευρωπαϊκό Κανονισμό του 1998. Θα γίνει μία αντιπαραβολή των αντιδράσεων βάσης και των μετακινήσεων της κορυφής σε δύο διαφορετικές περιπτώσεις: λαμβάνοντας υπ' όψιν μας την κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα Ez και αγνοώντας την.

Σκοπός αυτής της διάκρισης είναι ο έλεγχος της σημαντικότητας της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, για την οποία - όπως είδαμε στο Κεφάλαιο 2, ο μεν EC8 προβλέπει διαφοροποιημένο ελαστικό φάσμα εισαγωγής ο δε EAK2000 προβλέπει μειωτικό συντελεστή κατά την μόρφωση του σεισμικού συνδυασμού ίσο με 0,7.

Στους Πίνακες που ακολουθούν, παρουσιάζονται αναλυτικά τα εντατικά και παραμορφωσιακά αποτελέσματα για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
QUAKE	Max	490,338	448,549	1022,615	17056,007	17262,985	275,285
QUAKE	Min	-490,338	-448,549	-1022,615	-17056,007	-17262,985	-275,285

Πίνακας 6.1: Αντιδράσεις Βάσης για EAK2000 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII λαμβάνοντας υπ' όψιν την κατακόρυφη συνιστώσα

TABLE: Joint Displacements - Absolute							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	cm	cm	cm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	QUAKE	37,83	37,95	1,17	9,406	9,423	0,736

Πίνακας 6.2: Μετακινήσεις κόμβου K_35 για EAK2000 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII λαμβάνοντας υπ' όψιν την κατακόρυφη συνιστώσα

TABLE: Base Reactions						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
QUAKE	514,635	405,883	1493,907	12520,07	13183,26	228,24
QUAKE	-514,635	-405,883	-1493,907	-12520,07	-13183,26	-228,24

Πίνακας 6.3: Αντιδράσεις Βάσης για EC8 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII λαμβάνοντας υπ' όψιν την κατακόρυφη συνιστώσα

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	cm	cm	cm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	QUAKE	22,24	22,26	0,78	5,829	5,883	0,61

Πίνακας 6.4: Μετακινήσεις κόμβου K_35 για EC8 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII λαμβάνοντας υπ' όψιν την κατακόρυφη συνιστώσα

TABLE: Base Reactions						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
QUAKE	438,595	448,212	314,178	17054,11947	16963,50185	275,28517
QUAKE	-438,595	-448,212	-314,178	-17054,1195	-16963,5018	-275,28517

Πίνακας 6.5: Αντιδράσεις Βάσης για EAK2000 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII αγνοώντας την κατακόρυφη συνιστώσα

TABLE: Joint Displacements - Absolute							
Joint	OutputCas	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	cm	cm	cm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	QUAKE	37,83	37,95	1,15	9,405	9,407	0,736

Πίνακας 6.6: Μετακινήσεις κόμβου K_35 για EAK2000 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII αγνοώντας την κατακόρυφη συνιστώσα

TABLE: Base Reactions						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
QUAKE	397,009	405,054	272,364	12515,306	12442,575	228,235
QUAKE	-397,009	-405,054	-272,364	-12515,306	-12442,575	-228,235

Πίνακας 6.7: Αντιδράσεις Βάσης για EC8 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII αγνοώντας την κατακόρυφη συνιστώσα

TABLE: Joint Displacements - Absolute							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	cm	cm	cm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	QUAKE	22,24	22,26	0,72	5,829	5,854	0,61

Πίνακας 6.8: Μετακινήσεις κόμβου K_35 για EC8 και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII αγνοώντας την κατακόρυφη συνιστώσα

Παρατηρούμε πως και στις δύο περιπτώσεις (συμπερίληψη ή μη της κατακόρυφης συνιστώσας), τα προκύπτοντα εντατικά αποτελέσματα είναι παρόμοια, με τις μεγαλύτερες αποκλίσεις να παρατηρούνται στις ροπές κάμψεως. Η σχετική αυτή σύμπτωση ήταν αναμενόμενη, καθώς τα ελαστικά φάσματα απόκρισης των δύο κανονισμών όπως φάνηκε και στα αντίστοιχα παραρτήματα είναι πολύ κοντινά.

Σε ένα δεύτερο επίπεδο, συγκρίνοντας τα εντατικά αποτελέσματα του εκάστοτε κανονισμού με και χωρίς κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, παρατηρούμε ότι, όπως ήταν εν μέρει αναμενόμενο, αξιοσημείωτες διαφορές παρατηρούνται αποκλειστικά στην κατακόρυφη αξονική δύναμη Fz.

Ακριβώς ανάλογα είναι τα συμπεράσματα και για τα παραμορφωσιακά αποτελέσματα του κόμβου K_35. Αξίζει να επισημανθεί πως αν και φαινομενικά υπάρχει μία απόκλιση της τάξης των 15 cm, στην κλίμακα του ύψους της ανωδομής (78,674 m) πρόκειται για μία απόκλιση της τάξης του 0,19%, συνεπώς αμελητέα.

6.2 Σύγκριση πεπερασμένων στοιχείων παχιών και λεπτών κελυφών (shell thick έναντι shell thin elements)

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης σύγκρισης των δύο μοντελοποιήσεων μας αφορούν οι μέγιστες τιμές των παραμορφώσεων - καθιζήσεων στη στάθμη θεμελίωσης, καθώς και οι ροπές στις επιλεγμένες τομές που απεικονίζονται στην Εικόνα 6.2. Σκοπός μας είναι η σύγκριση των δύο τύπων πεπερασμένων στοιχείων με κελύφη. Όπως έχουμε αναφέρει στο Κεφάλαιο 3 στην υποπαράγραφο §3.4, τα μεν στοιχεία λεπτών κελυφών αμελούν την εγκάρσια διατμητική παραμόρφωση τα δε στοιχεία παχιών κελυφών την λαμβάνουν υπ' όψιν τους μετατρέποντας το πρόβλημα σε πρόβλημα τρισδιάστατης ελαστικότητας. Για τον λόγο αυτό, θεωρούμε a priori ορθότερη την μοντελοποίηση με shell thick elements.

6.2.1 Προσομοίωση με γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (spring elements)

Προκειμένου την σύγκριση των παραμορφωσιακών αποτελεσμάτων, θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά τις είκοσι μεγαλύτερες θετικές και τις είκοσι μεγαλύτερες αρνητικές τιμές κατακόρυφων μετατοπίσεων. Στους Πίνακες 6.9 και 6.10 που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα ανά κόμβο. Παρατηρούμε πως οι επιφανειακές μετατοπίσεις U_1 και U_2 είναι μηδενικές για το σύνολο των κόμβων, καθώς όπως παρουσιάστηκε στην Εικόνα 3.36 είναι εξ ορισμού δεσμευμένες.

Η σύγκλιση των παραμορφωσιακών αποτελεσμάτων είναι σχεδόν απόλυτη, τόσο ως προς τις τιμές της κατακόρυφης μετατόπισης U_3 όσο και ως προς τους κόμβους εμφάνισης τους.

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
135	DEAD	0	0	0,000595	0,000008872	-0,000033	0
134	DEAD	0	0	0,000565	0,00000836	-0,000031	0
126	DEAD	0	0	0,000554	0,000042	-0,000024	0
144	DEAD	0	0	0,000554	-0,000024	-0,000042	0
133	DEAD	0	0	0,000542	0,000008354	-0,000031	0
125	DEAD	0	0	0,000524	0,000046	-0,000021	0
143	DEAD	0	0	0,000524	-0,000029	-0,000041	0
132	DEAD	0	0	0,000508	0,00001	-0,000038	0
124	DEAD	0	0	0,000501	0,000051	-0,00002	0
142	DEAD	0	0	0,000501	-0,000034	-0,000043	0
123	DEAD	0	0	0,000467	0,00006	-0,000024	0
141	DEAD	0	0	0,000467	-0,00004	-0,000051	0
131	DEAD	0	0	0,00046	0,000015	-0,000057	0
117	DEAD	0	0	0,000435	0,000073	-0,000016	0
153	DEAD	0	0	0,000435	-0,000055	-0,00005	0
130	DEAD	0	0	0,000421	0,000026	-0,000096	0
122	DEAD	0	0	0,00042	0,000075	-0,000041	0
140	DEAD	0	0	0,00042	-0,000044	-0,000072	0
116	DEAD	0	0	0,000405	0,00008	-0,000012	0
152	DEAD	0	0	0,000405	-0,000063	-0,000051	0
16	DEAD	0	0	-0,001828	6,152E-17	-0,000034	0
15	DEAD	0	0	-0,001832	0,000052	-0,000023	0
232	DEAD	0	0	-0,001832	-0,000033	-0,000046	0
5	DEAD	0	0	-0,001833	0,000037	0,000269	0
227	DEAD	0	0	-0,001833	-0,000166	0,000215	0
13	DEAD	0	0	-0,001866	0,000058	-0,000016	0
231	DEAD	0	0	-0,001866	-0,000042	-0,000042	0
14	DEAD	0	0	-0,001873	6,872E-17	-0,000036	0
2	DEAD	0	0	-0,001881	1,611E-16	0,000271	0
4	DEAD	0	0	-0,001884	1,204E-16	0,00026	0
11	DEAD	0	0	-0,001887	0,000062	0,000006555	0
230	DEAD	0	0	-0,001887	-0,000057	-0,000025	0
12	DEAD	0	0	-0,001907	4,524E-17	-0,00003	0
7	DEAD	0	0	-0,001913	0,000057	0,000129	0
228	DEAD	0	0	-0,001913	-0,000114	0,000083	0
9	DEAD	0	0	-0,001918	0,000063	0,000051	0
229	DEAD	0	0	-0,001918	-0,00008	0,000013	0
10	DEAD	0	0	-0,001928	1,243E-16	-0,000008886	0
6	DEAD	0	0	-0,00195	1,619E-16	0,000114	0
8	DEAD	0	0	-0,001959	1,489E-16	0,000035	0

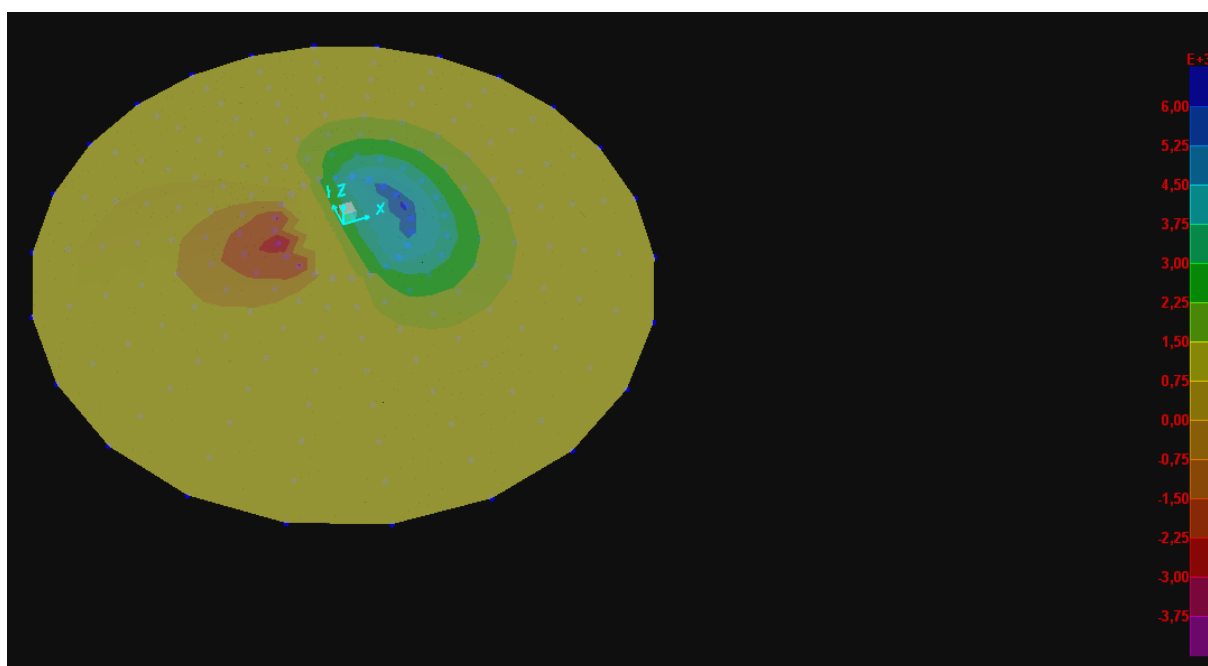
Πίνακας 6.9: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και spring elements.

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
135	DEAD	0	0	0,000617	0,000009355	-0,000035	0
134	DEAD	0	0	0,000582	0,000008754	-0,000033	0
126	DEAD	0	0	0,000575	0,000043	-0,000026	0
144	DEAD	0	0	0,000575	-0,000025	-0,000044	0
133	DEAD	0	0	0,000549	0,000008687	-0,000032	0
125	DEAD	0	0	0,000541	0,000047	-0,000023	0
143	DEAD	0	0	0,000541	-0,000029	-0,000043	0
132	DEAD	0	0	0,000513	0,000011	-0,00004	0
124	DEAD	0	0	0,000508	0,000052	-0,000021	0
142	DEAD	0	0	0,000508	-0,000035	-0,000044	0
123	DEAD	0	0	0,000472	0,000061	-0,000026	0
141	DEAD	0	0	0,000472	-0,00004	-0,000053	0
131	DEAD	0	0	0,000464	0,000016	-0,00006	0
117	DEAD	0	0	0,000454	0,000075	-0,000017	0
153	DEAD	0	0	0,000454	-0,000056	-0,000052	0
122	DEAD	0	0	0,000423	0,000075	-0,000043	0
140	DEAD	0	0	0,000423	-0,000044	-0,000075	0
116	DEAD	0	0	0,000419	0,000082	-0,000013	0
152	DEAD	0	0	0,000419	-0,000064	-0,000052	0
115	DEAD	0	0	0,000386	0,000092	-0,00001	0
234	DEAD	0	0	-0,001775	-0,000026	-0,000038	0
17	DEAD	0	0	-0,001806	0,000047	-0,000022	0
233	DEAD	0	0	-0,001806	-0,000029	-0,000043	0
7	DEAD	0	0	-0,001814	0,000056	0,000134	0
228	DEAD	0	0	-0,001814	-0,000115	0,000088	0
18	DEAD	0	0	-0,001816	1,581E-15	-0,00003	0
15	DEAD	0	0	-0,001841	0,000053	-0,000023	0
232	DEAD	0	0	-0,001841	-0,000034	-0,000046	0
16	DEAD	0	0	-0,001848	1,78E-15	-0,000034	0
6	DEAD	0	0	-0,001849	3,836E-15	0,00012	0
13	DEAD	0	0	-0,001874	0,000058	-0,000015	0
231	DEAD	0	0	-0,001874	-0,000043	-0,000042	0
14	DEAD	0	0	-0,001883	2,039E-15	-0,000036	0
9	DEAD	0	0	-0,001884	0,000062	0,000053	0
229	DEAD	0	0	-0,001884	-0,00008	0,000015	0
11	DEAD	0	0	-0,001895	0,000062	0,00000807	0
230	DEAD	0	0	-0,001895	-0,000057	-0,000024	0
12	DEAD	0	0	-0,001916	2,369E-15	-0,000029	0
8	DEAD	0	0	-0,001923	3,285E-15	0,000038	0
10	DEAD	0	0	-0,001935	2,784E-15	-0,000007218	0

Πίνακας 6.10: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thin και spring elements.

Σε δεύτερο στάδιο, συγκρίνουμε όπως προαναφέρθηκε τις αναπτυσσόμενες ροπές στις τρεις τομές που περιγράψαμε αναλυτικά στην εισαγωγή του παρόντος κεφαλαίου.

Στην Εικόνα 6.3 που ακολουθεί, παρουσιάζεται μία σχηματική εικόνα των ροπών κάμψης στο σύνολο του θεμελίου:

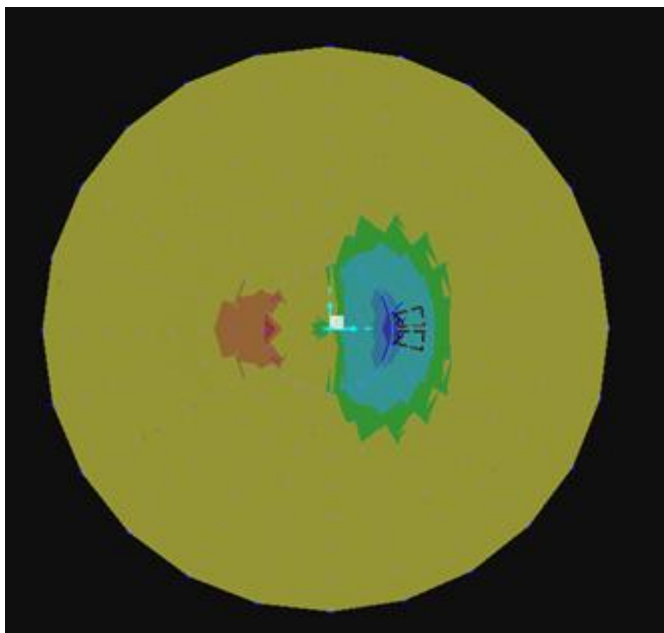


Εικόνα 6.3: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης στο θεμέλιο με shell thick elements

Στην παραπάνω εικόνα, διακρίνουμε τις ακραίες τιμές της τάσης του θεμελίου που είναι ίσες με $Min = -4142,424 \text{ kN/m}^2$ και $Max = 6649,544 \text{ kN/m}^2$. Ωστόσο οι τιμές αυτές είναι απολύτως σημειακές, και δεν ταυτίζονται με τις τιμές διαστασιολόγησης του οπλισμού του θεμελίου. Για τον σκοπό αυτό απαιτούνται οι ροπές κάμψης στις ενδεικτικές τομές που παρουσιάσαμε στην εικόνα 6.2.

6.2.1.1 Άνω Ακτινικός Οπλισμός (Top Radial Reinforcement)

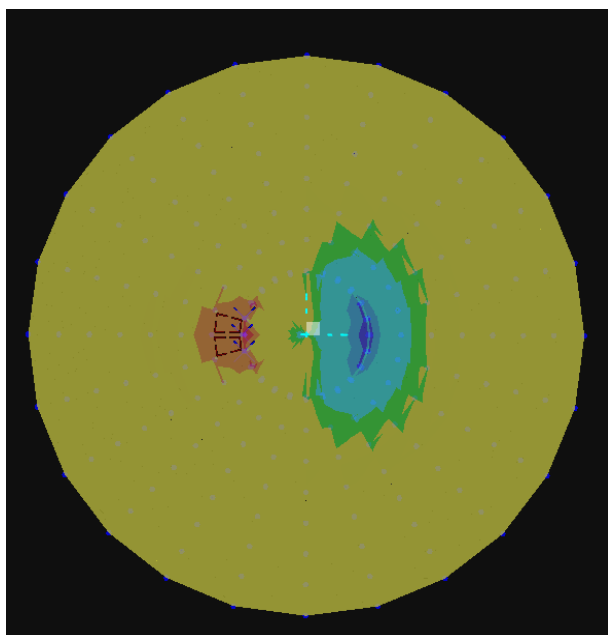
Υπολογίζεται βάσει της ροπής που προκύπτει από ολοκλήρωση των τιμών στην διεπιφάνεια των πεπερασμένων στοιχείων και κόμβων της Εικόνας 6.4 που ακολουθεί:



Εικόνα 6.4: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης υπολογισμού του άνω ακτινικού οπλισμού

6.2.1.2 Κάτω Ακτινικός Οπλισμός (Bottom Radial Reinforcement)

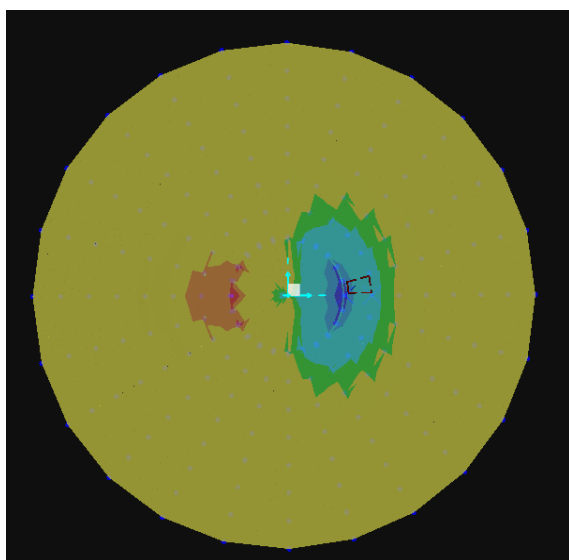
Υπολογίζεται βάσει της ροπής που προκύπτει από ολοκλήρωση των τιμών στην διεπιφάνεια των πεπερασμένων στοιχείων και κόμβων της Εικόνας 6.5 που ακολουθεί:



Εικόνα 6.5: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης υπολογισμού του κάτω ακτινικού οπλισμού

6.2.1.3 Επαυξημένος Άνω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Top Concentric Reinforcement Bolt)

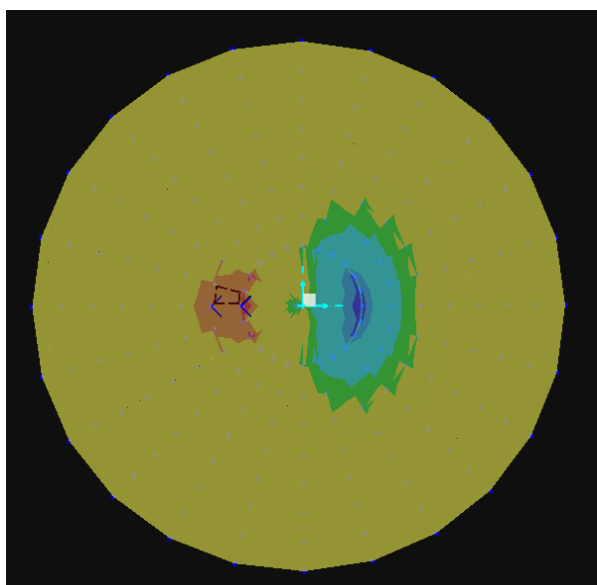
Υπολογίζεται βάσει της ροπής που προκύπτει από ολοκλήρωση των τιμών στην διεπιφάνεια των πεπερασμένων στοιχείων και κόμβων της Εικόνας 6.6 που ακολουθεί:



Εικόνα 6.6: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης υπολογισμού του επαυξημένου άνω δακτυλιοειδούς οπλισμού

6.2.1.4 Επαυξημένος Κάτω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Bottom Concentric Reinforcement Bolt)

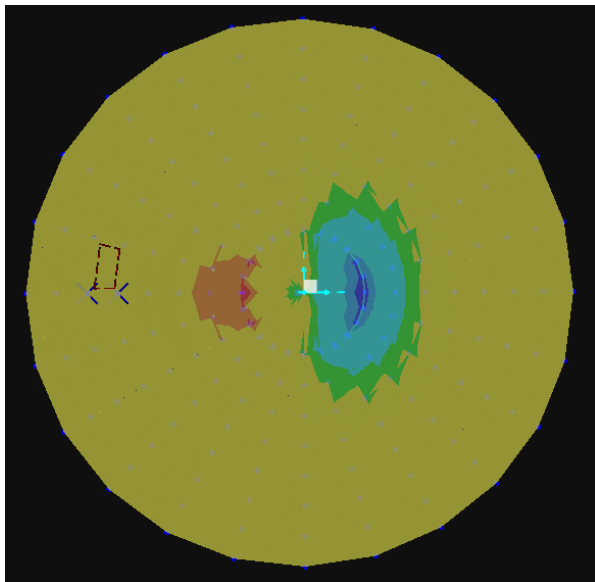
Υπολογίζεται βάσει της ροπής που προκύπτει από ολοκλήρωση των τιμών στην διεπιφάνεια των πεπερασμένων στοιχείων και κόμβων της Εικόνας 6.7 που ακολουθεί:



Εικόνα 6.7: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης υπολογισμού του επαυξημένου κάτω δακτυλιοειδούς οπλισμού

6.2.1.5 Απομειωμένος Άνω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Top Concentric Reinforcement Middle)

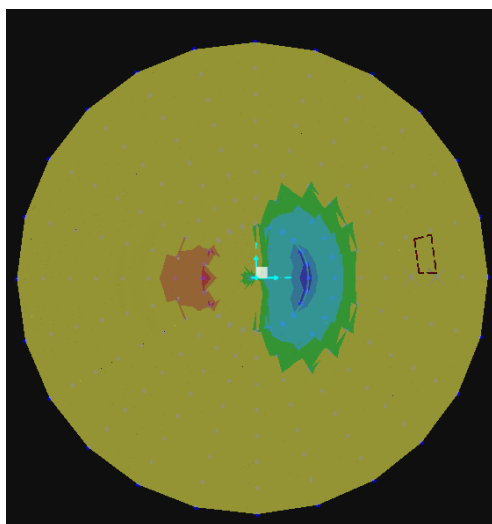
Υπολογίζεται βάσει της ροπής που προκύπτει από ολοκλήρωση των τιμών στην διεπιφάνεια των πεπερασμένων στοιχείων και κόμβων της Εικόνας 6.8 που ακολουθεί:



Εικόνα 6.8: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης υπολογισμού του απομειωμένου άνω δακτυλιοειδούς οπλισμού

6.2.1.6 Απομειωμένος Κάτω Δακτυλιοειδής Οπλισμός (Bottom Concentric Reinforcement Middle)

Υπολογίζεται βάσει της ροπής που προκύπτει από ολοκλήρωση των τιμών στην διεπιφάνεια των πεπερασμένων στοιχείων και κόμβων της Εικόνας 6.9 που ακολουθεί:



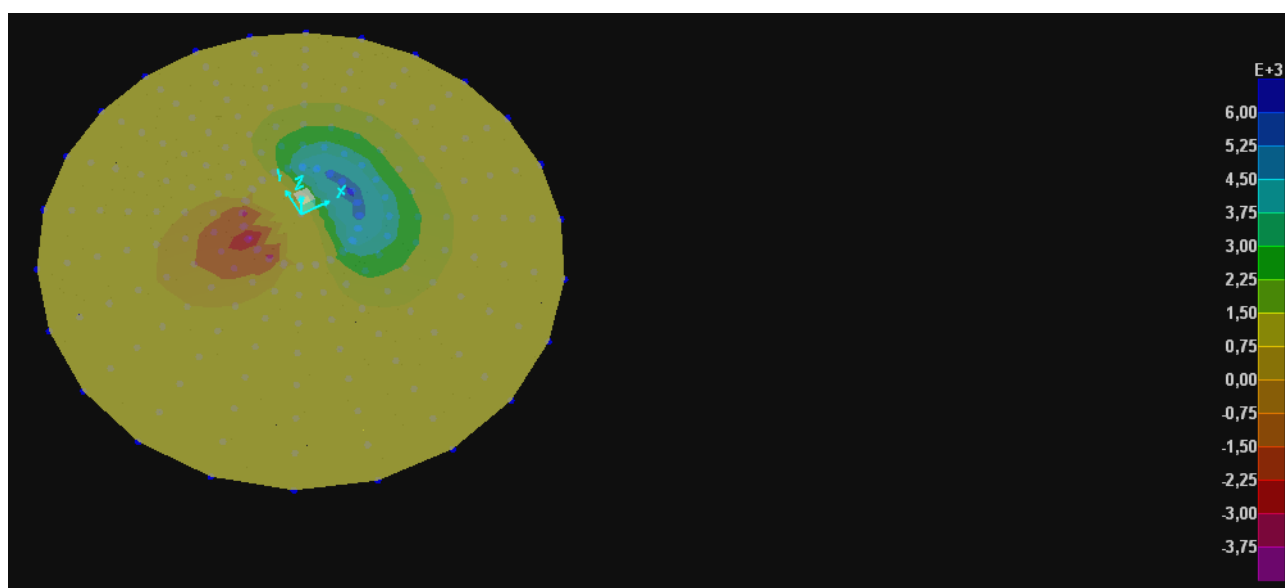
Εικόνα 6.9: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης υπολογισμού του απομειωμένου κάτω δακτυλιοειδούς οπλισμού

Τα συγκεντρωτικά στοιχεία των εντατικών μεγεθών βάσει των οποίων υπολογίζονται οι οπλισμοί δίνονται στον Πίνακα 6.11 που ακολουθεί:

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	DEAD	0	0	-343,579	-1766,1641	-450,8831	0
Bottom Concentric Middle	DEAD	0	0	10,578	-439,3571	-135,9331	0
Bottom Radial	DEAD	0	0	-2677,646	4,127E-09	5109,5352	0
Top Concentric Bolts	DEAD	0	0	362,784	1396,328	-397,4464	0
Top Concentric Middle	DEAD	0	0	61,468	309,7304	-117,9663	0
Top Radial	DEAD	0	0	2400,682	-4,896E-09	4447,5884	0

Πίνακας 6.11: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενων οπλισμών για shell thick και spring elements

Ακολουθώντας την ίδια ακριβώς συλλογιστική, καταλήγουμε στα αντίστοιχα συγκεντρωτικά στοιχεία για την μοντελοποίηση μέσω πεπερασμένων στοιχείων λεπτών κελυφών:



Εικόνα 6.10: Σχηματική απεικόνιση των ροπών κάμψης στο θεμέλιο με shell thin elements

Οι σημειακές ακραίες τιμές σε αυτήν την περίπτωση είναι $\text{Min} = -3990,967 \text{ kN/m}^2$ και $\text{Max} = 6722,338 \text{ kN/m}^2$.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	DEAD	0	0	-562,365	-1823,9178	-656,9092	0
Bottom Concentric Middle	DEAD	0	0	16,729	-438,0486	-136,9742	0
Bottom Radial	DEAD	0	0	-2125,583	2,019E-08	4966,5616	0
Top Concentric Bolt	DEAD	0	0	568,441	1439,9631	-595,1511	0
Top Concentric Middle	DEAD	0	0	55,319	306,4517	-118,7485	0
Top Radial	DEAD	0	0	1846,008	2,83E-08	4298,7953	0

Πίνακας 6.12: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενων οπλισμών για shell thin και spring elements

Συγκρίνοντας τις σημειακές ακραίες τιμές των τάσεων που απεικονίζονται στις Εικόνες 6.3 και 6.10, κυρίως όμως τα συγκεντρωτικά στοιχεία των Πινάκων 6.11 και 6.12, επαληθεύεται και στην περίπτωση των εντατικών στοιχείων η σχεδόν πλήρης ταύτιση των δύο μοντελοποιήσεων.

6.2.2 Προσομοίωση με μη- γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (gap elements)

Ακολουθώντας την λογική της προηγούμενης παραγράφου, προκειμένου την σύγκριση των παραμορφωσιακών αποτελεσμάτων, θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά τις είκοσι μεγαλύτερες θετικές και τις είκοσι μεγαλύτερες αρνητικές τιμές κατακόρυφων μετατοπίσεων. Στους Πίνακες 6.13 και 6.14 που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα ανά κόμβο. Παρατηρούμε πως και πάλι οι επιφανειακές μετατοπίσεις U_1 και U_2 είναι μηδενικές για το σύνολο των κόμβων, καθώς όπως παρουσιάστηκε στην Εικόνα 3.36 είναι εξ ορισμού δεσμευμένες.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
531	DEAD	Max	0	0	0,006242	0,000148	-0,000554	0
531	DEAD	Min	0	0	0,006242	0,000148	-0,000554	0
522	DEAD	Max	0	0	0,005989	0,000343	-0,000472	0
522	DEAD	Min	0	0	0,005989	0,000343	-0,000472	0
540	DEAD	Max	0	0	0,005989	-0,000061	-0,00058	0
540	DEAD	Min	0	0	0,005989	-0,000061	-0,00058	0
530	DEAD	Max	0	0	0,005679	0,000147	-0,000548	0
530	DEAD	Min	0	0	0,005679	0,000147	-0,000548	0
521	DEAD	Max	0	0	0,005455	0,000341	-0,000467	0
521	DEAD	Min	0	0	0,005455	0,000341	-0,000467	0
539	DEAD	Max	0	0	0,005455	-0,000062	-0,000575	0
539	DEAD	Min	0	0	0,005455	-0,000062	-0,000575	0
513	DEAD	Max	0	0	0,005266	0,000497	-0,000345	0
513	DEAD	Min	0	0	0,005266	0,000497	-0,000345	0
549	DEAD	Max	0	0	0,005266	-0,000258	-0,000547	0
549	DEAD	Min	0	0	0,005266	-0,000258	-0,000547	0
529	DEAD	Max	0	0	0,005126	0,000146	-0,000544	0
529	DEAD	Min	0	0	0,005126	0,000146	-0,000544	0
520	DEAD	Max	0	0	0,00493	0,00034	-0,000463	0
520	DEAD	Min	0	0	0,00493	0,00034	-0,000463	0
628	DEAD	Max	0	0	-0,002332	-0,000113	0,000139	0
628	DEAD	Min	0	0	-0,002332	-0,000113	0,000139	0
31	DEAD	Max	0	0	-0,002396	-2,921E-16	0,000162	0
31	DEAD	Min	0	0	-0,002396	-2,921E-16	0,000162	0
441	DEAD	Max	0	0	-0,002448	0,000068	0,000192	0
441	DEAD	Min	0	0	-0,002448	0,000068	0,000192	0
621	DEAD	Max	0	0	-0,002448	-0,000155	0,000132	0
621	DEAD	Min	0	0	-0,002448	-0,000155	0,000132	0
34	DEAD	Max	0	0	-0,002478	0,000019	0,000172	0
34	DEAD	Min	0	0	-0,002478	0,000019	0,000172	0
629	DEAD	Max	0	0	-0,002478	-0,000102	0,000139	0
629	DEAD	Min	0	0	-0,002478	-0,000102	0,000139	0
33	DEAD	Max	0	0	-0,002539	-2,526E-16	0,000159	0
33	DEAD	Min	0	0	-0,002539	-2,526E-16	0,000159	0
36	DEAD	Max	0	0	-0,002633	0,00001	0,00017	0
36	DEAD	Min	0	0	-0,002633	0,00001	0,00017	0
630	DEAD	Max	0	0	-0,002633	-0,000094	0,000142	0
630	DEAD	Min	0	0	-0,002633	-0,000094	0,000142	0
35	DEAD	Max	0	0	-0,002692	-1,927E-16	0,000159	0
35	DEAD	Min	0	0	-0,002692	-1,927E-16	0,000159	0

Πίνακας 6.13: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και gap elements.

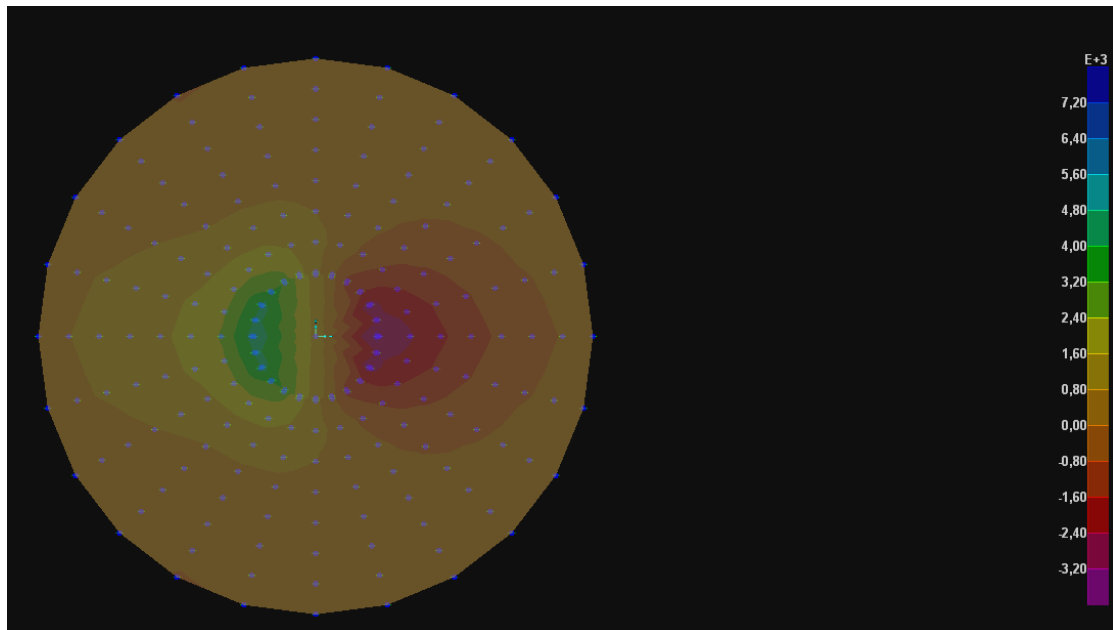
TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
531	DEAD	0	0	0,005912	0,000142	-0,000532	0
531	DEAD	0	0	0,005912	0,000142	-0,000532	0
522	DEAD	0	0	0,00567	0,000331	-0,000452	0
522	DEAD	0	0	0,00567	0,000331	-0,000452	0
540	DEAD	0	0	0,00567	-0,000061	-0,000557	0
540	DEAD	0	0	0,00567	-0,000061	-0,000557	0
530	DEAD	0	0	0,00537	0,000141	-0,000526	0
530	DEAD	0	0	0,00537	0,000141	-0,000526	0
521	DEAD	0	0	0,005155	0,000329	-0,000447	0
521	DEAD	0	0	0,005155	0,000329	-0,000447	0
539	DEAD	0	0	0,005155	-0,000061	-0,000552	0
539	DEAD	0	0	0,005155	-0,000061	-0,000552	0
513	DEAD	0	0	0,004977	0,00048	-0,00033	0
513	DEAD	0	0	0,004977	0,00048	-0,00033	0
549	DEAD	0	0	0,004977	-0,000251	-0,000525	0
549	DEAD	0	0	0,004977	-0,000251	-0,000525	0
529	DEAD	0	0	0,004834	0,00014	-0,000521	0
529	DEAD	0	0	0,004834	0,00014	-0,000521	0
520	DEAD	0	0	0,004646	0,000328	-0,000443	0
520	DEAD	0	0	0,004646	0,000328	-0,000443	0
628	DEAD	0	0	-0,002337	-0,000104	0,000122	0
628	DEAD	0	0	-0,002337	-0,000104	0,000122	0
31	DEAD	0	0	-0,0024	1,806E-15	0,000142	0
31	DEAD	0	0	-0,0024	1,806E-15	0,000142	0
441	DEAD	0	0	-0,002437	0,000064	0,000173	0
441	DEAD	0	0	-0,002437	0,000064	0,000173	0
621	DEAD	0	0	-0,002437	-0,000142	0,000117	0
621	DEAD	0	0	-0,002437	-0,000142	0,000117	0
34	DEAD	0	0	-0,002478	0,00002	0,000152	0
34	DEAD	0	0	-0,002478	0,00002	0,000152	0
629	DEAD	0	0	-0,002478	-0,000093	0,000122	0
629	DEAD	0	0	-0,002478	-0,000093	0,000122	0
33	DEAD	0	0	-0,002539	1,509E-15	0,000139	0
33	DEAD	0	0	-0,002539	1,509E-15	0,000139	0
36	DEAD	0	0	-0,002619	0,000011	0,000151	0
36	DEAD	0	0	-0,002619	0,000011	0,000151	0
630	DEAD	0	0	-0,002619	-0,000085	0,000126	0
630	DEAD	0	0	-0,002619	-0,000085	0,000126	0
35	DEAD	0	0	-0,002677	1,272E-15	0,000141	0
35	DEAD	0	0	-0,002677	1,272E-15	0,000141	0

Πίνακας 6.14: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thin και gap elements.

Η σύγκλιση των παραμορφωσιακών αποτελεσμάτων είναι και πάλι σχεδόν απόλυτη, τόσο ως προς τις τιμές της κατακόρυφης μετατόπισης U_3 όσο και ως προς τους κόμβους εμφάνισης τους.

Σε δεύτερο στάδιο, όπως και προηγουμένως συγκρίνουμε τις αναπτυσσόμενες ροπές προκειμένου την υπολογισμό των απαιτούμενων οπλισμών.

Στην Εικόνα 6.11 που ακολουθεί, παρουσιάζεται μία σχηματική εικόνα των εδαφικών τάσεων στο σύνολο του θεμελίου shell thick και gap elements:



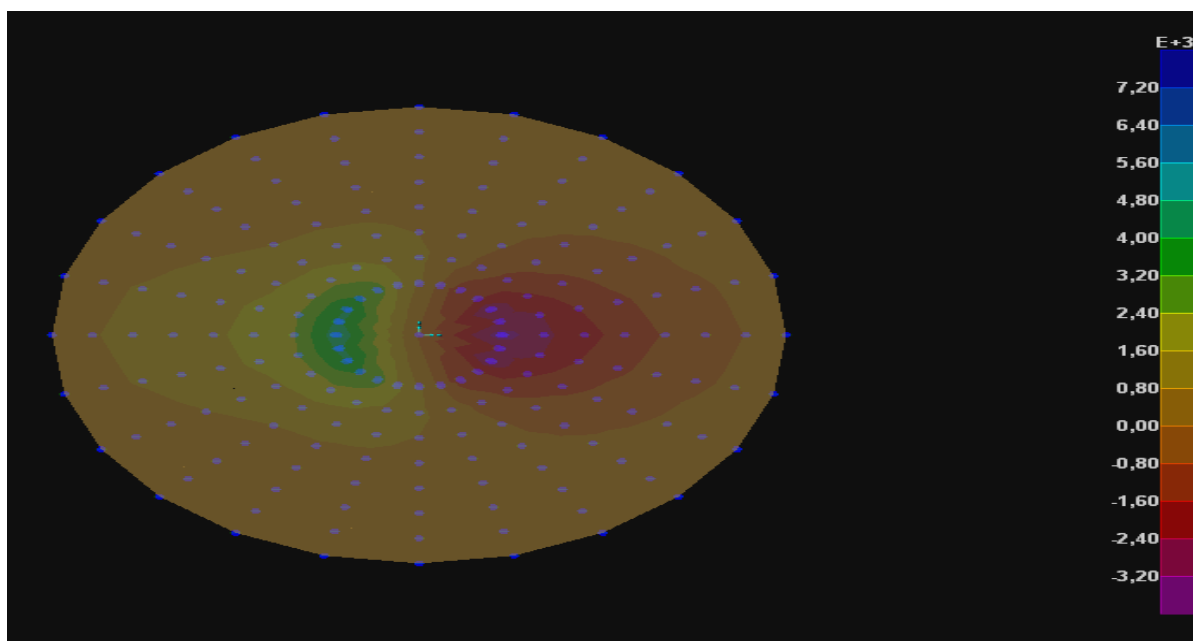
Εικόνα 6.11: Σχηματική απεικόνιση των εδαφικών τάσεων στο θεμέλιο με shell thick elements

Οι σημειακές ακραίες τιμές σε αυτήν την περίπτωση είναι $Min = -3893,229 \text{ kN/m}^2$ και $Max = 7741,101 \text{ kN/m}^2$.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	DEAD	0	0	-340,583	-1783,4439	-496,5469	0
Bottom Concentric Middle	DEAD	0	0	48,122	-294,2086	-137,6953	0
Bottom Radial	DEAD	0	0	-2739,925	6,803E-09	6033,4474	0
Top Concentric Bolts	DEAD	0	0	397,293	1657,2401	-349,6774	0
Top Concentric Middle	DEAD	0	0	63,356	511,3373	-78,3761	0
Top Radial	DEAD	0	0	2162,49	1,183E-09	3692,4342	0

Πίνακας 6.15: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενων οπλισμών για shell thick και gap elements

Ακολουθούμε την ίδια διαδικασία για το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων λεπτών κελυφών.



Εικόνα 6.12: Σχηματική απεικόνιση των εδαφικών τάσεων στο θεμέλιο με shell thin elements

Οι σημειακές ακραίες τιμές σε αυτήν την περίπτωση είναι $\text{Min} = -3751,477 \text{ kN/m}^2$ και $\text{Max} = 7928,324 \text{ kN/m}^2$.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	DEAD	0	0	-582,232	-1852,203	-823,3106	0
Bottom Concentric Middle	DEAD	0	0	20,327	-315,7875	-187,9021	0
Bottom Radial	DEAD	0	0	-2024,159	2,844E-08	5793,8595	0
Top Concentric Bolts	DEAD	0	0	584,546	1684,0646	-466,2773	0
Top Concentric Middle	DEAD	0	0	62,817	504,1304	-67,7869	0
Top Radial	DEAD	0	0	1933,566	-3,377E-10	3666,5192	0

Πίνακας 6.16: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενων οπλισμών για shell thin και gap elements

Συγκρίνοντας τις σημειακές ακραίες τιμές των τάσεων που απεικονίζονται στις Εικόνες 6.11 και 6.12, κυρίως όμως τα συγκεντρωτικά στοιχεία των Πινάκων 6.15 και 6.16, επαληθεύεται και στην περίπτωση των εντατικών στοιχείων η σχεδόν πλήρης ταύτιση των δύο μοντελοποιήσεων.

6.3 Σύγκριση πεπερασμένων στοιχείων παχιών κελυφών και στοιχείων όγκου (shell thick έναντι solid elements)

Στην τρίτη κατά σειρά σύγκριση που πραγματοποιούμε, θα συγκρίνουμε τα εντατικά και παραμορφωσιακά αποτελέσματα δύο διαφορετικών τύπων πεπερασμένων στοιχείων (παχιών κελυφών και στοιχείων όγκου) υπό την δράση του ίδιου νεκρού φορτίου όταν αυτά συνδυάζονται με δύο διαφορετικές προσομοιώσεις εδάφους (γραμμικώς και μη- γραμμικώς ελατηριωτό).

6.3.1 Προσομοίωση με γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (spring elements)

Για την μεν πρώτη μοντελοποίηση (επιφανειακά στοιχεία παχιών κελυφών) τα αποτελέσματα έχουν δοθεί αναλυτικά στα πλαίσια της προηγούμενης σύγκρισης που πραγματοποιήσαμε και περιλαμβάνονται στους Πίνακες 6.9 και 6.11.

Θα παρουσιάσουμε τα αντίστοιχα αποτελέσματα και για την μοντελοποίηση με στοιχεία όγκου (solid elements):

Θα παρουσιάσουμε κατά τα γνωστά ενδεικτικά τις είκοσι μεγαλύτερες θετικές και τις είκοσι μεγαλύτερες αρνητικές τιμές κατακόρυφων μετατοπίσεων. Στον Πίνακα 6.17 που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα ανά κόμβο. Παρατηρούμε πως και πάλι οι επιφανειακές μετατοπίσεις U_1 και U_2 για είναι μηδενικές για το σύνολο των κόμβων, καθώς όπως παρουσιάστηκε στην Εικόνα 3.36 είναι εξ ορισμού δεσμευμένες.

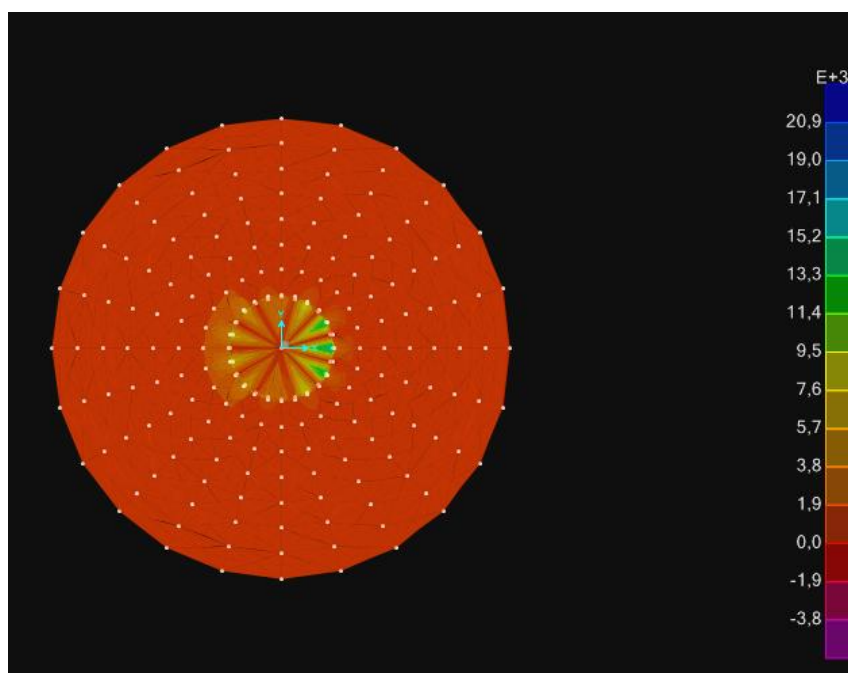
TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
135	DEAD	0	0	0,000754	0	0	0
126	DEAD	0	0	0,000703	0	0	0
144	DEAD	0	0	0,000703	0	0	0
134	DEAD	0	0	0,000606	0	0	0
125	DEAD	0	0	0,00056	0	0	0
143	DEAD	0	0	0,00056	0	0	0
117	DEAD	0	0	0,000554	0	0	0
153	DEAD	0	0	0,000554	0	0	0
133	DEAD	0	0	0,000462	0	0	0
116	DEAD	0	0	0,000425	0	0	0
152	DEAD	0	0	0,000425	0	0	0
124	DEAD	0	0	0,000421	0	0	0
142	DEAD	0	0	0,000421	0	0	0
132	DEAD	0	0	0,000321	0	0	0
108	DEAD	0	0	0,000318	0	0	0
162	DEAD	0	0	0,000318	0	0	0
115	DEAD	0	0	0,000298	0	0	0
151	DEAD	0	0	0,000298	0	0	0
123	DEAD	0	0	0,000284	0	0	0
141	DEAD	0	0	0,000284	0	0	0
54	DEAD	0	0	-0,001788	0	0	0
216	DEAD	0	0	-0,001788	0	0	0
33	DEAD	0	0	-0,001822	0	0	0
223	DEAD	0	0	-0,001822	0	0	0
13	DEAD	0	0	-0,001838	0	0	0
231	DEAD	0	0	-0,001838	0	0	0
12	DEAD	0	0	-0,001875	0	0	0
34	DEAD	0	0	-0,00192	0	0	0
224	DEAD	0	0	-0,00192	0	0	0
15	DEAD	0	0	-0,001944	0	0	0
232	DEAD	0	0	-0,001944	0	0	0
14	DEAD	0	0	-0,001986	0	0	0
37	DEAD	0	0	-0,002024	0	0	0
225	DEAD	0	0	-0,002024	0	0	0
17	DEAD	0	0	-0,002056	0	0	0
233	DEAD	0	0	-0,002056	0	0	0
16	DEAD	0	0	-0,002102	0	0	0
19	DEAD	0	0	-0,002173	0	0	0
234	DEAD	0	0	-0,002173	0	0	0
18	DEAD	0	0	-0,002224	0	0	0

Πίνακας 6.17: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για solid και springs elements

Παρατηρούμε πως η ταύτιση των παραμορφωσιακών αποτελεσμάτων δεν είναι εξίσου εντυπωσιακή όπως στην περίπτωση της σύγκρισης των λεπτών έναντι των παχιών επιφανειακών στοιχείων. Σημειώνουμε ενδεικτικώς πως τα πεπερασμένα στοιχεία όγκου δίνουν μία αύξηση των μετατοπίσεων των κόμβων στη στάθμη θεμελίωσης της τάξης του 25%.

Σε δεύτερο στάδιο, όπως και προηγουμένως συγκρίνουμε τις αναπτυσσόμενες ροπές προκειμένου την υπολογισμό των απαιτούμενων οπλισμών.

Στην Εικόνα 6.13 που ακολουθεί, παρουσιάζεται μία σχηματική εικόνα των εδαφικών τάσεων στο σύνολο του θεμελίου solid και spring elements:



Εικόνα 6.13: Σχηματική απεικόνιση των εδαφικών τάσεων στο θεμέλιο με solid και spring elements

Οι σημειακές ακραίες τιμές σε αυτήν την περίπτωση είναι $Min = -5608,111 \text{ kN/m}^2$ και $Max = 21124,224 \text{ kN/m}^2$.

Παρατηρούμε πως η απόκλιση στα εντατικά αποτελέσματα μεταξύ των δύο μοντελοποιήσεων είναι πολύ μεγάλη, της τάξης του 200% στην περίπτωση των εφελκυστικών τάσεων. Ωστόσο για πιο λεπτομερή αποτελέσματα θα παραθέσουμε και τις ροπές υπολογισμού των διαφόρων οπλισμών στις τομές που έχουμε περιγράψει:

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
bottom concentric bolts	DEAD	-382,374	227,308	-175,266	0	-397,7884	-17,8801
bottom concentric middle	DEAD	-180,884	105,897	76,971	0	-140,2809	-3,0166
bottom radial	DEAD	544,988	-165,707	-993,094	-126,128	-3447,348	-143,4275
top concentric bolts	DEAD	-295,154	-119,176	206,331	-9,516E-14	-318,7185	-10,5358
top concentric middle	DEAD	-129,346	-42,322	7,796	-3E-14	-101,7623	-0,2477
top radial	DEAD	402,68	-114,129	829,529	-70,4161	-2479,891	112,4617

Πίνακας 6.18: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για πεπερασμένα στοιχεία όγκου με γραμμική στήριξη (solid and spring elements)

Τα αποτελέσματα του Πίνακα 6.18, συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές του Πίνακα 6.11. Παρατηρούμε μία εντυπωσιακή ταύτιση στα προκύπτοντα αποτελέσματα όσον αφορά τον δακτυλιοειδή οπλισμό, τεράστιες ωστόσο αποκλίσεις στον υπολογισμό του ακτινικού οπλισμού.

6.3.2 Προσομοίωση με μη γραμμικώς ελατηριωτό έδαφος (gap elements)

Για την μεν πρώτη μοντελοποίηση (επιφανειακά στοιχεία παχιών κελυφών με μη γραμμική εδαφική στήριξη) τα αποτελέσματα έχουν δοθεί αναλυτικά στα πλαίσια της προηγούμενης σύγκρισης που πραγματοποιήσαμε και περιλαμβάνονται στους Πίνακες 6.13 και 6.15.

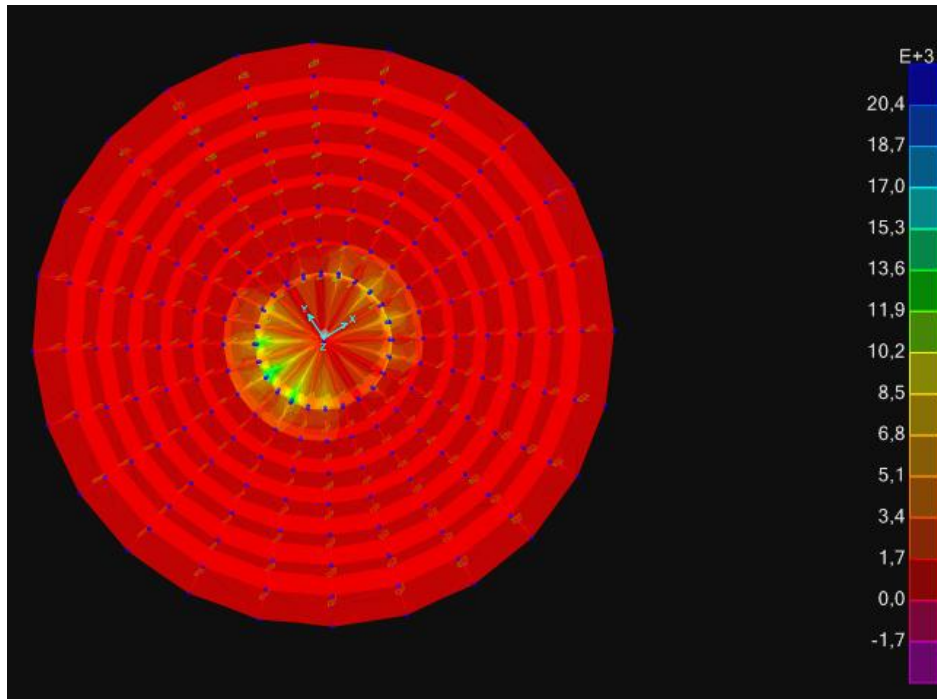
Ακολουθώντας την λογική των προηγούμενων παραγράφων, προκειμένου την σύγκριση των παραμορφωσιακών αποτελεσμάτων, θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά τις είκοσι μεγαλύτερες θετικές και τις είκοσι μεγαλύτερες αρνητικές τιμές κατακόρυφων μετατοπίσεων. Στον Πίνακα 6.19 που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα ανά κόμβο. Παρατηρούμε πως και πάλι οι επιφανειακές μετατοπίσεις U_1 και U_2 είναι μηδενικές για το σύνολο των κόμβων της κάτω παρειάς του θεμελίου, καθώς όπως παρουσιάστηκε στην Εικόνα 3.36 είναι εξ ορισμού δεσμευμένες.

Συγκρίνοντας τα περιεχόμενα του Πίνακα που ακολουθεί με αυτά του Πίνακα 6.13, παρατηρούμε μία ταύτιση των αρνητικών παραμορφώσεων ενώ αντίθετα οι θετικές παρουσιάζουν μία απόκλιση της τάξης του 50%.

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
531	DEAD	0	0	0,003639	0	0	0
522	DEAD	0	0	0,0035	0	0	0
540	DEAD	0	0	0,0035	0	0	0
530	DEAD	0	0	0,003257	0	0	0
521	DEAD	0	0	0,003134	0	0	4,251E-12
539	DEAD	0	0	0,003134	0	0	0
513	DEAD	0	0	0,003098	0	0	0
549	DEAD	0	0	0,003098	0	0	0
529	DEAD	0	0	0,002881	0	0	0
512	DEAD	0	0	0,002776	0	0	-2,538E-12
548	DEAD	0	0	0,002776	0	0	-8,239E-14
520	DEAD	0	0	0,002772	0	0	1,38E-11
538	DEAD	0	0	0,002772	0	0	0
528	DEAD	0	0	0,002508	0	0	0
504	DEAD	0	0	0,002471	0	0	0
558	DEAD	0	0	0,002471	0	0	0
511	DEAD	0	0	0,002458	0	0	1,228E-11
547	DEAD	0	0	0,002458	0	0	-9,653E-12
519	DEAD	0	0	0,002415	0	0	7,893E-12
537	DEAD	0	0	0,002415	0	0	0
30	DEAD	0	0	-0,002079	0	0	-8,849E-12
627	DEAD	0	0	-0,002079	0	0	1,878E-11
439	DEAD	0	0	-0,002118	0	0	1,194E-10
619	DEAD	0	0	-0,002118	0	0	-2,001E-10
29	DEAD	0	0	-0,002145	0	0	-1,613E-11
450	DEAD	0	0	-0,002178	0	0	0
612	DEAD	0	0	-0,002178	0	0	0
32	DEAD	0	0	-0,002335	0	0	3,63E-11
628	DEAD	0	0	-0,002335	0	0	-1,485E-10
440	DEAD	0	0	-0,002357	2,968E-20	0	-4,057E-10
620	DEAD	0	0	-0,002357	-1,285E-20	-1,285E-20	2,719E-10
31	DEAD	0	0	-0,002408	0	0	-7,828E-11
34	DEAD	0	0	-0,002595	1,359E-20	0	-2,032E-10
629	DEAD	0	0	-0,002595	0	0	1,239E-10
441	DEAD	0	0	-0,002603	0	0	0
621	DEAD	0	0	-0,002603	0	0	0
33	DEAD	0	0	-0,002675	0	0	-2,037E-11
36	DEAD	0	0	-0,002863	0	0	0
630	DEAD	0	0	-0,002863	0	0	0
35	DEAD	0	0	-0,00295	0	0	0

Πίνακας 6.19: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για solid και gap elements

Στην Εικόνα 6.14 που ακολουθεί, βλέπουμε κατά τα γνωστά τις εδαφικές τάσεις σε όλη τη κάτοψη του υπό μελέτη θεμελίου:



Εικόνα 6.14: Σχηματική απεικόνιση των εδαφικών τάσεων στο θεμέλιο με solid και gap elements

Οι σημειακές ακραίες τιμές σε αυτήν την περίπτωση είναι $\text{Min} = -2879,340 \text{ kN/m}^2$ και $\text{Max} = 21404,571 \text{ kN/m}^2$.

Παρατηρούμε και πάλι πως οι αποκλίσεις είναι πολύ μεγάλες, ιδίως στις θετικές τάσεις, ωστόσο αξιοσημείωτη είναι η σύγκλιση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των πεπερασμένων στοιχείων όγκου με γραμμική στήριξη, όπως παρουσιάστηκαν στην Εικόνα 6.13.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
bottom concentric bolts	DEAD	LinStatic	-346,813	206,1684	-158,966	0	-360,794	-16,2173
bottom concentric middle	DEAD	LinStatic	-178,171	104,3085	75,81644	0	-138,177	-2,97135
bottom radial	DEAD	LinStatic	461,6048	-140,354	-841,151	-106,83	-2919,9	-121,483
top concentric bolts	DEAD	LinStatic	-335,885	-135,622	234,8047	-1,1E-13	-362,702	-11,9897
top concentric middle	DEAD	LinStatic	-194,019	-63,483	11,694	-4,5E-14	-152,643	-0,37155
top radial	DEAD	LinStatic	484,8267	-137,411	998,7529	-84,781	-2985,79	135,4039

Πίνακας 6.20: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για πεπερασμένα στοιχεία όγκου με μη γραμμική στήριξη (solid and gap elements)

Συγκρίνοντας με τα αποτελέσματα που Πίνακα 6.15, επαληθεύεται και μέσω των ροπών υπολογισμού των απαιτούμενων οπλισμών, πως οι δύο μοντελοποιήσεις με επιφανειακά στοιχεία και στοιχεία όγκου σχεδόν ελάχιστα συγκλίνουν και κακώς συχνά συγχέονται ως παρεμφερείς.

6.4 Σύγκριση σεισμικών γεγονότων (χρονοϊστοριών) για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και για προσομοίωση εδάφους ως γραμμικώς και μη- γραμμικώς ελατηριωτό

Σε αυτήν, τέταρτη κατά σειρά σύγκριση που πραγματοποιούμε, θα εξετάσουμε σε αντιπαραβολή τα εντατικά και παραμορφωσιακά αποτελέσματα κάθε μίας από τις τρεις επιλεγείσες χρονοϊστορίες φόρτισης κοντινού πεδίου για γραμμικά καθώς και για μη- γραμμικά εδαφικά ελατήρια. Τα παραμορφωσιακά αποτελέσματα που μας αφορούν σε αυτήν την περίπτωση είναι όπως και πριν αυτά στην κάτω παρειά της θεμελίωσης και επιπλέον η μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής (κέντρο βάρος ατράκτου). Αντίστοιχα τα εντατικά αποτελέσματα που παρουσιάζουν ενδιαφέρον είναι οι ροπές υπολογισμού των απαιτούμενων οπλισμών αλλά και τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη στην διεπιφάνεια ανωδομής – θεμελίωσης.

6.4.1 Σεισμικό γεγονός San Fernando (1971), καταγεγραμμένο ως NGA77

6.4.1.1 Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (spring elements)

Ξεκινάμε με τις μετατοπίσεις της κορυφής της κατασκευής (κόμβος K_35) και τις ακραίες παραμορφώσεις της στάθμης θεμελίωσης.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			mm	mm	mm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	NGA77	Max	194,58	65,92	10,43	4,912	5,697	0,793
K_35	NGA77	Min	-314,20	-82,68	-7,25	-3,759	-8,334	-0,813

Πίνακας 6.21: Προκύπτουσες μετατοπίσεις του K_35 υπό την φόρτιση της χρονοϊστορίας NGA77 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και γραμμική εδαφική στήριξη

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
49	NGA77	0	0	0,414	0,000022	0,000006121	1,012E-10
46	NGA77	0	0	0,412	0,000026	0,000008285	5,38E-10
50	NGA77	0	0	0,412	0,000018	0,000005333	2,435E-11
53	NGA77	0	0	0,409	0,000016	0,000004632	7,005E-12
54	NGA77	0	0	0,408	0,000014	0,00000408	3,967E-12
60	NGA77	0	0	0,407	0,000024	0,000006737	1,012E-10
61	NGA77	0	0	0,405	0,000021	0,000005343	2,435E-11
59	NGA77	0	0	0,405	0,000028	0,000011	5,38E-10
62	NGA77	0	0	0,402	0,000018	0,000004728	7,005E-12
63	NGA77	0	0	0,401	0,000016	0,000004647	3,967E-12
45	NGA77	0	0	0,401	0,000031	0,000017	3,445E-09
58	NGA77	0	0	0,393	0,000033	0,000021	3,445E-09
30	NGA77	0	0	0,393	0,000028	0,000007464	1,012E-10
29	NGA77	0	0	0,391	0,000034	0,000007428	5,38E-10
33	NGA77	0	0	0,391	0,000023	0,000008015	2,435E-11
34	NGA77	0	0	0,388	0,00002	0,000006776	7,005E-12
37	NGA77	0	0	0,387	0,000018	0,000005298	3,967E-12
26	NGA77	0	0	0,380	0,000044	0,000013	3,445E-09
159	NGA77	0	0	0,379	0,000026	0,00000715	1,012E-10
158	NGA77	0	0	0,379	0,000031	0,000009218	5,38E-10
156	NGA77	0	0	-0,378	-0,00004	-0,000034	-3,017E-08
49	NGA77	0	0	-0,378	-0,000026	-0,000006868	-1,037E-10
148	NGA77	0	0	-0,385	-0,000043	-0,000012	-3,532E-09
153	NGA77	0	0	-0,387	-0,000018	-0,000007223	-3,87E-12
152	NGA77	0	0	-0,390	-0,00002	-0,000008729	-7,181E-12
151	NGA77	0	0	-0,393	-0,000023	-0,00001	-2,375E-11
149	NGA77	0	0	-0,395	-0,000034	-0,000008063	-5,248E-10
150	NGA77	0	0	-0,396	-0,000027	-0,000009553	-1,037E-10
166	NGA77	0	0	-0,398	-0,000034	-0,00002	-3,532E-09
171	NGA77	0	0	-0,402	-0,000016	-0,000004786	-3,87E-12
170	NGA77	0	0	-0,404	-0,000018	-0,000005288	-7,181E-12
157	NGA77	0	0	-0,406	-0,000032	-0,000015	-3,532E-09
169	NGA77	0	0	-0,407	-0,000021	-0,00000598	-2,375E-11
162	NGA77	0	0	-0,408	-0,000014	-0,000004752	-3,87E-12
167	NGA77	0	0	-0,409	-0,000029	-0,000009386	-5,248E-10
168	NGA77	0	0	-0,410	-0,000025	-0,000006976	-1,037E-10
161	NGA77	0	0	-0,411	-0,000016	-0,000005838	-7,181E-12
160	NGA77	0	0	-0,414	-0,000019	-0,000006725	-2,375E-11
158	NGA77	0	0	-0,416	-0,000026	-0,000008372	-5,248E-10
159	NGA77	0	0	-0,417	-0,000022	-0,000006775	-1,037E-10

Πίνακας 6.22: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και springs elements, ZII και φόρτιση NGA77

Συνεχίζουμε με τα εντατικά αποτελέσματα της χρονοϊστορίας φόρτισης και συγκεκριμένα τις αντιδράσεις βάσης και τις ροπές υπολογισμού του οπλισμού:

TABLE: Base Reactions							
Output Case	Step Type	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
NGA77	Max	7835,687	5453,618	286,549	16404,62	15517,92	294,66
NGA77	Min	-7087,798	-8274,227	-216,124	-18128,31	-14078,20	-287,42

Πίνακας 6.23: Προκύπτουσες Αντιδράσεις Βάσης για ενοποιημένο μοντέλο με shell thick και springs elements, ZII και φόρτιση NGA77

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
Section Cut	Output Case	Step Type	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	NGA77	Max	11,485	7,967	366,843	443,65	562,028	0,404
Bottom Concentric Middle	NGA77	Max	25,976	17,983	32,444	87,425	127,361	0,224
Bottom Radial	NGA77	Max	21,361	14,261	388,264	948,197	808,401	0,656
Top Concentric Bolts	NGA77	Max	11,485	7,835	451,911	386,313	850,757	0,473
Top Concentric Middle	NGA77	Max	25,976	17,983	40,251	79,429	190,141	0,306
Top Radial	NGA77	Max	21,361	15,316	350,792	948,197	807,82	0,794

Πίνακας 6.24: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για τον ενοποιημένο φορέα με shell thick και spring elements, ZII και φόρτιση NGA77

6.4.1.2 Μη- Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (gap elements)

Ακολουθούμε ακριβώς την ίδια συλλογιστική, παραθέτοντας τους αντίστοιχους πίνακες όπως προηγουμένως:

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			mm	mm	mm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	NGA77	Max	485,36	104,66	7,81	6,712	11,617	1,504
K_35	NGA77	Min	-321,24	-121,85	-16,40	-6,894	-8,848	-1,428

Πίνακας 6.25: Προκύπτουσες μετατοπίσεις του K_35 υπό την φόρτιση της χρονοϊστορίας NGA77 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και μη γραμμική εδαφική στήριξη

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
540	NGA77	0	0	19,13	0,000465	0,00000282	5,929E-12
531	NGA77	0	0	18,68	0,000881	0,000017	5,929E-12
549	NGA77	0	0	18,50	0,000016	-0,000014	5,929E-12
539	NGA77	0	0	17,60	0,000461	0,000001112	1,148E-11
522	NGA77	0	0	17,59	0,001222	0,000022	5,929E-12
530	NGA77	0	0	17,20	0,000876	0,000016	1,148E-11
548	NGA77	0	0	17,04	0,000015	-0,000016	1,148E-11
558	NGA77	0	0	16,81	-0,000038	-0,000025	5,929E-12
513	NGA77	0	0	16,51	0,001456	0,000021	5,929E-12
521	NGA77	0	0	16,17	0,001217	0,000023	1,148E-11
538	NGA77	0	0	16,08	0,000458	-0,000002982	3,782E-11
529	NGA77	0	0	15,73	0,000871	0,000013	3,782E-11
547	NGA77	0	0	15,59	0,000014	-0,00002	3,782E-11
557	NGA77	0	0	15,53	-0,000052	-0,000028	1,148E-11
512	NGA77	0	0	15,21	0,001452	0,000023	1,148E-11
520	NGA77	0	0	14,75	0,001212	0,000022	3,782E-11
537	NGA77	0	0	14,57	0,000455	-0,000014	1,736E-10
504	NGA77	0	0	14,52	0,001559	0,000014	5,929E-12
567	NGA77	0	0	14,29	-0,000049	-0,000038	5,929E-12
528	NGA77	0	0	14,28	0,000867	0,000003275	1,736E-10

619	NGA77	0	0	-3,16	-0,000861	-0,000079	-3,984E-11
611	NGA77	0	0	-3,20	-0,001058	-0,000081	-1,09E-11
459	NGA77	0	0	-3,33	0,000091	-0,000046	-6,245E-12
439	NGA77	0	0	-3,34	-0,000031	-0,000053	-3,984E-11
628	NGA77	0	0	-3,43	-0,000626	-0,000072	-3,984E-11
31	NGA77	0	0	-3,45	-0,000231	-0,00008	-3,984E-11
32	NGA77	0	0	-3,47	-0,000217	-0,000058	-3,984E-11
449	NGA77	0	0	-3,55	0,00007	-0,00005	-1,09E-11
620	NGA77	0	0	-3,79	-0,000814	-0,000075	-1,09E-11
612	NGA77	0	0	-3,81	-0,001025	-0,000076	-6,245E-12
440	NGA77	0	0	-4,04	-0,000045	-0,000054	-1,09E-11
629	NGA77	0	0	-4,08	-0,000586	-0,000068	-1,09E-11
33	NGA77	0	0	-4,11	-0,000208	-0,000077	-1,09E-11
34	NGA77	0	0	-4,21	-0,000212	-0,000058	-1,09E-11
450	NGA77	0	0	-4,24	0,000056	-0,000051	-6,245E-12
621	NGA77	0	0	-4,43	-0,000778	-0,00007	-6,245E-12
630	NGA77	0	0	-4,75	-0,000556	-0,000064	-6,245E-12
441	NGA77	0	0	-4,78	-0,000059	-0,000054	-6,245E-12
35	NGA77	0	0	-4,82	-0,000188	-0,000073	-6,245E-12
36	NGA77	0	0	-4,97	-0,00021	-0,000056	-6,245E-12

Πίνακας 6.26: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA77

TABLE: Base Reactions							
Output Case	Step Type	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
NGA77	Max	12174,78	8201,076	18406,43	25191,069	-38609,594	522,958
NGA77	Min	-10254,31	-12426,47	11780,54	-27275,935	-81517,571	-547,995

Πίνακας 6.27: Προκύπτουσες Αντιδράσεις Βάσης για ενοποιημένο μοντέλο με shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA77

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
Section Cut	Output Case	Step Type	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	NGA77	Max	1,718	0,226	-244,043	-1577,234	-52,010	0,612
Bottom Concentric Middle	NGA77	Max	0,000267	3,52E-05	180,983	-143,898	111,363	0,000
Bottom Radial	NGA77	Max	3,33E-15	1,91	-2283,92	1605,641	7779,373	1,350
Top Concentric Bolts	NGA77	Max	1,718	0,238	609,001	1901,981	245,570	0,612
Top Concentric Middle	NGA77	Max	0,000267	3,71E-05	105,466	643,615	22,395	0,000
Top Radial	NGA77	Max	2,55E-15	1,813	2327,765	1183,645	4200,199	0,000

Πίνακας 6.28: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για τον ενοποιημένο φορέα με shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA77

Παρατηρούμε πως η θεώρηση μη γραμμικής στήριξης στον φορέα μας, οδηγεί σε διπλασιασμό των παρατηρούμενων μετατοπίσεων και σε μία αύξηση της τάξης του 50% στα εντατικά μεγέθη της βάσης αλλά και στις ροπές υπολογισμού του απαιτούμενου οπλισμού.

6.4.2 Σεισμικό γεγονός **Irpinia, Italy (1980)**, καταγεγραμμένο ως **NGA292**

6.4.2.1 Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (spring elements)

Ξεκινάμε με τις μετατοπίσεις της κορυφής της κατασκευής (κόμβος K_35) και τις ακραίες παραμορφώσεις της στάθμης θεμελίωσης.

TABLE: Joint Displacements							
Joint	Output Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
177	NGA292	0	0	0,343173	0,105	0,036	0,006987
176	NGA292	0	0	0,342593	-0,122	-0,043	-0,007104
178	NGA292	0	0	0,340564	0,101	0,037	0,006987
179	NGA292	0	0	0,337586	-0,114	-0,036	-0,007104
180	NGA292	0	0	0,335481	0,106	0,035	0,0002877
175	NGA292	0	0	0,334344	-0,122	-0,042	-0,000283
168	NGA292	0	0	0,33224	0,101	0,036	0,0002877
167	NGA292	0	0	0,331662	-0,114	-0,034	-0,000283
186	NGA292	0	0	0,330991	0,084	0,018	0,00002326
185	NGA292	0	0	0,330455	-0,098	-0,022	-0,00002365
169	NGA292	0	0	0,329719	0,08	0,02	0,00002326
187	NGA292	0	0	0,328441	-0,089	-0,02	-0,00002365
170	NGA292	0	0	0,32684	0,068	0,008284	0,0000027
188	NGA292	0	0	0,325537	-0,079	-0,009826	-0,000002656
49	NGA292	0	0	0,325097	0,064	0,015	0,0000027
171	NGA292	0	0	0,324806	-0,071	-0,017	-0,000002656
46	NGA292	0	0	0,323803	0,056	0,002868	4,046E-07
166	NGA292	0	0	0,323663	-0,065	-0,003096	-4,114E-07
189	NGA292	0	0	0,323475	0,053	0,014	4,046E-07
50	NGA292	0	0	0,32335	-0,057	-0,015	-4,114E-07
161	NGA292	0	0	-0,322516	0,034	0,008983	2,983E-09
81	NGA292	0	0	-0,322936	-0,035	-0,008779	-3,033E-09
63	NGA292	0	0	-0,324266	0,112	0,043	0,006987
80	NGA292	0	0	-0,324514	-0,122	-0,048	-0,007104
160	NGA292	0	0	-0,325306	0,112	0,042	0,0002877
62	NGA292	0	0	-0,325808	-0,123	-0,047	-0,000283
79	NGA292	0	0	-0,326922	0,087	0,029	0,00002326
158	NGA292	0	0	-0,327191	-0,098	-0,031	-0,00002365
159	NGA292	0	0	-0,327757	0,07	0,02	0,0000027
77	NGA292	0	0	-0,327905	-0,079	-0,021	-0,000002656
61	NGA292	0	0	-0,32818	0,057	0,015	4,046E-07
78	NGA292	0	0	-0,328958	-0,065	-0,017	-4,114E-07
59	NGA292	0	0	-0,329065	0,047	0,013	7,933E-08
60	NGA292	0	0	-0,330178	-0,055	-0,014	-7,802E-08
67	NGA292	0	0	-0,331237	0,04	0,012	1,831E-08
72	NGA292	0	0	-0,33494	-0,047	-0,012	-1,861E-08
71	NGA292	0	0	-0,336554	0,035	0,009954	5,491E-09
70	NGA292	0	0	-0,339028	-0,041	-0,011	-5,401E-09
68	NGA292	0	0	-0,340016	0,031	0,008544	2,983E-09
69	NGA292	0	0	-0,341124	-0,036	-0,009455	-3,033E-09

Πίνακας 6.29: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και spring elements, ZII και φόρτιση NGA292

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			mm	mm	mm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	NGA292	Max	237,063	480,835	8,852	10,831	6,491	0,622
K_35	NGA292	Min	-243,675	-446,842	-8,355	-11,416	-6,747	-0,611

Πίνακας 6.30: Προκύπτουσες μετατοπίσεις του K_35 υπό την φόρτιση της χρονοϊστορίας NGA292 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και γραμμική εδαφική στήριξη

Συνεχίζουμε με την παράθεση των εντατικών αποτελεσμάτων της φόρτισης με την χρονοϊστορία NGA292:

TABLE: Base Reactions						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
NGA292	1707,368	1948,343	70,103	18570,476	12261,096	221,597
NGA292	-1594,946	-2255,381	-67,351	-16033,371	-10233,574	-225,297

Πίνακας 6.31: Προκύπτουσες Αντιδράσεις Βάσης για ενοποιημένο μοντέλο με shell thick και spring elements, ZII και φόρτιση NGA292

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
Section Cut	Output Case	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	NGA292	2,383	2,691	455,366	350,68509	715,4982	0,26719
Bottom Concentric Middle	NGA292	5,31	6,081	40,187	68,66341	161,19007	0,07597
Bottom Radial	NGA292	4,367	4,845	308,223	852,85368	591,62356	0,54823
Top Concentric Bolts	NGA292	2,383	2,652	488,91	289,53073	695,08787	0,28244
Top Concentric Middle	NGA292	5,31	6,081	43,15	57,94905	155,58417	0,09477
Top Radial	NGA292	4,367	5,16	260,43	852,85368	593,31087	0,56441

Πίνακας 6.32: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για τον ενοποιημένο φορέα με shell thick και spring elements, ZII και φόρτιση NGA292

6.4.2.2 Μη- Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (gap elements)

Ξεκινάμε με τις μετατοπίσεις της κορυφής της κατασκευής (κόμβος K_35) και τις ακραίες παραμορφώσεις της στάθμης θεμελίωσης.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			mm	mm	mm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	NGA292	Max	339,302	474,805	-0,507	10,534	8,699	0,615
K_35	NGA292	Min	-68,357	-434,308	-13,394	-11,273	-1,851	-0,63

Πίνακας 6.33: Προκύπτουσες μετατοπίσεις του K_35 υπό την φόρτιση της χρονοϊστορίας NGA292 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και μη γραμμική εδαφική στήριξη

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
540	NGA292	Max	0	0	10,199004	0,000177	-0,000295	2,615E-12
531	NGA292	Max	0	0	10,178349	0,000423	-0,000304	2,615E-12
549	NGA292	Max	0	0	9,500546	-0,000064	-0,000254	2,615E-12
522	NGA292	Max	0	0	9,443103	0,000651	-0,000252	2,615E-12
539	NGA292	Max	0	0	9,318973	0,000176	-0,000292	4,694E-12
530	NGA292	Max	0	0	9,301263	0,00042	-0,0003	4,694E-12
548	NGA292	Max	0	0	8,699451	-0,000065	-0,000253	4,694E-12
521	NGA292	Max	0	0	8,65013	0,000647	-0,000249	4,694E-12
538	NGA292	Max	0	0	8,449169	0,000174	-0,000291	1,668E-11
529	NGA292	Max	0	0	8,434406	0,000418	-0,000297	1,668E-11
513	NGA292	Max	0	0	8,390475	0,000834	-0,00015	2,615E-12
558	NGA292	Max	0	0	8,167321	-0,000222	-0,000192	2,615E-12
547	NGA292	Max	0	0	7,906964	-0,000067	-0,000255	1,668E-11
520	NGA292	Max	0	0	7,865789	0,000645	-0,000246	1,668E-11
512	NGA292	Max	0	0	7,696062	0,000832	-0,000149	4,694E-12
537	NGA292	Max	0	0	7,588208	0,000173	-0,000294	7,097E-11
528	NGA292	Max	0	0	7,576413	0,000417	-0,000298	7,097E-11
557	NGA292	Max	0	0	7,516106	-0,000223	-0,000194	4,694E-12
546	NGA292	Max	0	0	7,121481	-0,000068	-0,00026	7,097E-11
519	NGA292	Max	0	0	7,088529	0,000644	-0,000247	7,097E-11
619	NGA292	Min	0	0	-2,483902	-0,000379	0,000017	-1,629E-11
30	NGA292	Min	0	0	-2,558595	-0,000062	0,000063	-7,271E-11
29	NGA292	Min	0	0	-2,570111	-0,000102	0,000041	-7,271E-11
449	NGA292	Min	0	0	-2,592184	0,000077	0,000079	-4,809E-12

612	NGA292	Min	0	0	-2,636614	-0,000452	0,000019	-2,553E-12
439	NGA292	Min	0	0	-2,678062	0,00003	0,000068	-1,629E-11
628	NGA292	Min	0	0	-2,759159	-0,000255	0,000026	-1,629E-11
620	NGA292	Min	0	0	-2,760753	-0,000347	0,00002	-4,809E-12
31	NGA292	Min	0	0	-2,852673	-0,000087	0,000032	-1,629E-11
32	NGA292	Min	0	0	-2,860927	-0,000059	0,000052	-1,629E-11
450	NGA292	Min	0	0	-2,907754	0,000063	0,000078	-2,553E-12
440	NGA292	Min	0	0	-2,982042	0,000018	0,000064	-4,809E-12
629	NGA292	Min	0	0	-3,037531	-0,000233	0,000027	-4,809E-12
621	NGA292	Min	0	0	-3,053481	-0,000322	0,000024	-2,553E-12
33	NGA292	Min	0	0	-3,155153	-0,000076	0,000031	-4,809E-12
34	NGA292	Min	0	0	-3,1625	-0,000059	0,000049	-4,809E-12
441	NGA292	Min	0	0	-3,296854	0,00000672	0,000063	-2,553E-12
630	NGA292	Min	0	0	-3,324918	-0,000216	0,00003	-2,553E-12
35	NGA292	Min	0	0	-3,466298	-0,000067	0,000034	-2,553E-12
36	NGA292	Min	0	0	-3,47336	-0,00006	0,00005	-2,553E-12

Πίνακας 6.34: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA292

Συνεχίζουμε με την παράθεση των εντατικών αποτελεσμάτων:

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
Section Cut	Output Case	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	NGA292	0,758	0,1	-262,497	-1698,19	-302,40172	0,25025
Bottom Concentric Middle	NGA292	0,0001178	0,00001551	110,08	-253,1545	-14,29907	9,88E-05
Bottom Radial	NGA292	5,272E-14	0,781	-2459,816	1035,6812	6989,4661	0,55184
Top Concentric bolts	NGA292	0,758	0,097	537,959	1770,47737	64,46895	0,25025
Top Concentric middle	NGA292	0,0001178	0,00001514	82,938	580,96696	-23,57877	9,88E-05
Top Radial	NGA292	1,432E-14	0,8	2239,971	521,12072	3978,66835	0,55184

Πίνακας 6.35: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για τον ενοποιημένο φορέα με shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA292

TABLE: Base Reactions						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
NGA292	1661,187	2002,059	13882,137	17562,97	-59656	228,276
NGA292	-	-	13324,786	-	-	-222,985
	1629,068	2286,064		15772,588	76176,97	

Πίνακας 6.36: Προκύπτουσες Αντιδράσεις Βάσης για ενοποιημένο μοντέλο με shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA292

Παρατηρούμε πως σε αυτήν την περίπτωση η θεώρηση μη γραμμικών ελατηρίων, οδηγεί σε μικρές μόνο αυξήσεις των μετατοπίσεων και των προκυπτόντων εντατικών μεγεθών.

6.4.3 Σεισμικό γεγονός Northridge (1994), καταγεγραμμένο ως NGA1086

6.4.3.1 Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (spring elements)

Ξεκινάμε με τις μετατοπίσεις της κορυφής της κατασκευής (κόμβος K_35) και τις ακραίες παραμορφώσεις της στάθμης θεμελίωσης.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			mm	mm	mm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	NGA1086	Max	366,1716	432,9169	8,826619	11,158	10,013	1,137
K_35	NGA1086	Min	-252,722	-398,224	-13,0643	-11,309	-6,801	-1,017

Πίνακας 6.37: Προκύπτουσες μετατοπίσεις του K_35 υπό την φόρτιση της χρονοϊστορίας NGA1086 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και γραμμική εδαφική στήριξη

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
78	NGA1086	0	0	0,385769	0,142	0,052	0,12
77	NGA1086	0	0	0,385283	-0,129	-0,042	-0,13
79	NGA1086	0	0	0,383061	0,136	0,047	0,12

69	NGA1086	0	0	0,381803	-0,124	-0,04	-0,13
68	NGA1086	0	0	0,38137	0,142	0,051	0,005263
80	NGA1086	0	0	0,379949	-0,13	-0,041	-0,004709
70	NGA1086	0	0	0,378696	0,136	0,045	0,005263
81	NGA1086	0	0	0,377813	-0,124	-0,039	-0,004709
76	NGA1086	0	0	0,376213	0,114	0,026	0,0003871
71	NGA1086	0	0	0,375187	-0,103	-0,021	-0,0004326
159	NGA1086	0	0	0,373854	0,107	0,026	0,0003871
158	NGA1086	0	0	0,373174	-0,098	-0,023	-0,0004326
72	NGA1086	0	0	0,373007	0,092	0,012	0,0000494
67	NGA1086	0	0	0,372442	-0,084	-0,009189	-0,0000442
168	NGA1086	0	0	0,372132	0,086	0,021	0,0000494
167	NGA1086	0	0	0,371159	-0,079	-0,018	-0,0000442
160	NGA1086	0	0	0,371054	0,076	0,003571	6,733E-06
169	NGA1086	0	0	0,369636	-0,069	-0,003147	-7,525E-06
161	NGA1086	0	0	0,367854	0,07	0,018	6,733E-06
170	NGA1086	0	0	0,366741	-0,065	-0,017	-7,525E-06
175	NGA1086	0	0	-0,368557	0,037	0,009893	4,964E-08
68	NGA1086	0	0	-0,36893	-0,039	-0,011	-5,548E-08
50	NGA1086	0	0	-0,369344	0,132	0,058	0,12
69	NGA1086	0	0	-0,369491	-0,132	-0,052	-0,13
46	NGA1086	0	0	-0,37043	0,133	0,057	0,005263
61	NGA1086	0	0	-0,37056	-0,133	-0,052	-0,004709
49	NGA1086	0	0	-0,371632	0,107	0,037	0,0003871
180	NGA1086	0	0	-0,372571	-0,105	-0,036	-0,0004326
59	NGA1086	0	0	-0,372734	0,087	0,027	0,0000494
184	NGA1086	0	0	-0,373076	-0,085	-0,025	-0,0000442
60	NGA1086	0	0	-0,373372	0,072	0,021	6,733E-06
179	NGA1086	0	0	-0,374379	-0,07	-0,019	-7,525E-06
178	NGA1086	0	0	-0,377145	0,061	0,017	1,451E-06
189	NGA1086	0	0	-0,377378	-0,059	-0,016	-1,298E-06
176	NGA1086	0	0	-0,378276	0,052	0,014	3,047E-07
188	NGA1086	0	0	-0,379166	-0,05	-0,014	-3,405E-07
177	NGA1086	0	0	-0,379489	0,045	0,012	1,004E-07
187	NGA1086	0	0	-0,381921	-0,044	-0,012	-8,987E-08
185	NGA1086	0	0	-0,382967	0,04	0,011	4,964E-08
186	NGA1086	0	0	-0,384246	-0,039	-0,011	-5,548E-08

Πίνακας 6.38: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και spring elements, ZII και φόρτιση NGA1086

Συνεχίζουμε με την παράθεση των εντατικών αποτελεσμάτων της φόρτισης του ενοποιημένου φορέα με την χρονοϊστορία NGA1086.

TABLE: Base Reactions							
Output Case	Step Type	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
NGA1086	Max	4167,139	5434,181	76,507	19706,858	12010,851	368,743
NGA1086	Min	-2229,076	-3855,368	-58,977	-21674,992	-14806,379	-412,118

Πίνακας 6.39: Προκύπτουσες Αντιδράσεις Βάσης για ενοποιημένο μοντέλο με shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA1086

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
Section Cut	Output Case	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Bottom Concentric Bolts	NGA1086	5,775	7,835	495,968	342,45193	802,65329	0,57713
Bottom Concentric Middle	NGA1086	12,809	17,869	43,624	67,84875	179,68171	0,22331
Bottom Radial	NGA1086	10,533	14,819	304,314	1149,94071	857,3553	1,08163
Top Concentric Bolts	NGA1086	5,775	7,866	520,709	415,11415	902,2454	0,445
Top Concentric Middle	NGA1086	12,809	17,869	45,92	83,70696	202,42261	0,15623
Top Radial	NGA1086	10,533	14,71	378,531	1149,94071	861,96223	0,92562

Πίνακας 6.40: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για τον ενοποιημένο φορέα με shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA1086

6.4.3.2 Μη- Γραμμικά Εδαφικά Ελατήρια (gap elements)

Ξεκινάμε με τις μετατοπίσεις της κορυφής της κατασκευής (κόμβος K_35) και τις ακραίες παραμορφώσεις της στάθμης θεμελίωσης.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			mm	mm	mm	Rad*1000	Rad*1000	Rad*1000
K_35	NGA1086	Max	478,069	452,725	2,436	10,862	11,879	1,104
K_35	NGA1086	Min	-90,180	-397,532	-16,927	-11,76	-3,014	-1,002

Πίνακας 6.41: Προκύπτουσες μετατοπίσεις του K_35 υπό την φόρτιση της χρονοϊστορίας NGA1086 για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ZII και μη γραμμική εδαφική στήριξη

TABLE: Joint Displacements							
Joint	Output Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
540	NGA1086	0	0	12,179614	0,000238	-0,000165	4,163E-12
531	NGA1086	0	0	11,933087	0,000562	-0,000156	4,163E-12
549	NGA1086	0	0	11,592376	-0,000034	-0,000156	4,163E-12
522	NGA1086	0	0	11,338796	0,000828	-0,000129	4,163E-12
539	NGA1086	0	0	11,145305	0,000236	-0,000163	8,428E-12
530	NGA1086	0	0	10,927687	0,000559	-0,000153	8,428E-12
548	NGA1086	0	0	10,624418	-0,000035	-0,000155	8,428E-12
521	NGA1086	0	0	10,377363	0,000825	-0,000126	8,428E-12
513	NGA1086	0	0	10,335325	0,001005	-0,000007	4,163E-12
558	NGA1086	0	0	10,276165	-0,000145	-0,000127	4,163E-12
538	NGA1086	0	0	10,121887	0,000234	-0,000162	2,656E-11
529	NGA1086	0	0	9,932742	0,000556	-0,000151	2,656E-11
547	NGA1086	0	0	9,666057	-0,000037	-0,000156	2,656E-11
512	NGA1086	0	0	9,487684	0,001003	-0,000069	8,428E-12
557	NGA1086	0	0	9,449738	-0,000148	-0,000131	8,428E-12
520	NGA1086	0	0	9,425848	0,000822	-0,000124	2,656E-11
537	NGA1086	0	0	9,107993	0,000233	-0,000167	1,274E-10
528	NGA1086	0	0	8,946849	0,000554	-0,000155	1,274E-10
546	NGA1086	0	0	8,715728	-0,000038	-0,000162	1,274E-10
504	NGA1086	0	0	8,680866	0,00108	-0,000007314	4,163E-12
619	NGA1086	0	0	-2,660346	-0,000502	-0,000037	-2,924E-11
459	NGA1086	0	0	-2,700285	0,000097	0,000021	-4,584E-12

30	NGA1086	0	0	-2,710263	-0,000099	-7,041E-08	-1,157E-10
628	NGA1086	0	0	-2,903309	-0,000351	-0,000029	-2,924E-11
612	NGA1086	0	0	-2,939225	-0,000594	-0,000033	-4,584E-12
439	NGA1086	0	0	-2,956258	0,000026	0,00000371	-2,924E-11
449	NGA1086	0	0	-2,967117	0,000068	0,000013	-7,655E-12
620	NGA1086	0	0	-2,999316	-0,000463	-0,000033	-7,655E-12
31	NGA1086	0	0	-3,022297	-0,000117	-0,000021	-2,924E-11
32	NGA1086	0	0	-3,091497	-0,000094	-0,00000805	-2,924E-11
629	NGA1086	0	0	-3,268279	-0,000322	-0,000026	-7,655E-12
440	NGA1086	0	0	-3,336042	0,000014	0,000002214	-7,655E-12
450	NGA1086	0	0	-3,360462	0,000055	0,000012	-4,584E-12
621	NGA1086	0	0	-3,364872	-0,000434	-0,000028	-4,584E-12
33	NGA1086	0	0	-3,407951	-0,000103	-0,000019	-7,655E-12
34	NGA1086	0	0	-3,472962	-0,000094	-0,000008275	-7,655E-12
630	NGA1086	0	0	-3,642392	-0,0003	-0,000022	-4,584E-12
441	NGA1086	0	0	-3,724704	-2,406E-07	0,000002826	-4,584E-12
35	NGA1086	0	0	-3,802347	-0,000091	-0,000016	-4,584E-12
36	NGA1086	0	0	-3,866541	-0,000095	-0,000006473	-4,584E-12

Πίνακας 6.42: Μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή των παραμορφώσεων στη στάθμη θεμελίωσης για shell thick και gap elements, ZII και φόρτιση NGA1086

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
Bottom Concentric Bolts	NGA1086	1,206	0,159	-249,813	- 1629,40032	-209,82081	0,44933
Bottom Concentric Middle	NGA1086	0,0001876	0,0000247	130,154	-218,02407	5,7428	0,00018
Bottom Radial	NGA1086	2,22E-16	1,402	- 2382,143	1366,62301	7248,17667	0,99086
Top Concentric bolts	NGA1086	1,206	0,175	560,152	1789,9187	106,04033	0,44933
Top Concentric middle	NGA1086	0,0001876	0,00002719	89,145	587,54477	-16,26771	0,00018
Top Radial	NGA1086	2,026E-15	1,273	2261,829	775,91133	4049,44881	0,99086

Πίνακας 6.43: Ροπές υπολογισμού των απαιτούμενου οπλισμού για τον ενοποιημένο φορέα με shell thick και gap elements, ΖII και φόρτιση NGA1086

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
NGA1086	NonDirHist	4265,05	5471,443	14688,884	18830,068	- 56471,27	362,792
NGA1086	NonDirHist	- 2175,532	- 3919,094	12731,636	- 21386,747	- 77585,47	-402,394

Πίνακας 6.44: Προκύπτουσες Αντιδράσεις Βάσης για ενοποιημένο μοντέλο με shell thick και gap elements, ΖII και φόρτιση NGA1086

Παρατηρούμε πως σε αυτήν την περίπτωση η θεώρηση μη γραμμικών ελατηρίων, οδηγεί σε μικρές μόνο αυξήσεις των μετατοπίσεων και των προκυπτόντων εντατικών μεγεθών.

6.5 Σύγκριση απόκρισης του ενοποιημένου φορέα υπό την φόρτιση σεισμικών γεγονότων (χρονοϊστοριών) για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΖΠ και μοντέλου απλού θεμελίου με πεπερασμένα στοιχεία παχίων κελυφών και μη- γραμμικά ελατήρια (shell thick και gap elements)

Η συνήθης τακτική κατά την διαστασιολόγηση των θεμελίων των αιολικών μηχανών, είναι η χρησιμοποίηση των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από το μεμονωμένο μοντέλο του θεμελίου βαρύτητας φορτιζόμενο από τον ίδιον βάρος του και τα φορτία που η ανωδομή μεταφέρει σε αυτό. Για την περίπτωση του μοντέλου με shell thick και gap elements, τα μεν παραμορφωσιακά στοιχεία δίνονται ήδη στον Πίνακα 6.13, τα δε εντατικά στοιχεία δίνονται στον Πίνακα 6.15.

Στα πλαίσια της πέμπτης κατά σειράς σύγκρισης που πραγματοποιούμε, θα ελέγξουμε την ορθότητα της προαναφερθείσας τακτικής, μέσω της σύγκρισης κυρίων των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών υπό την φόρτιση με τις επιλεγείσες χρονοϊστορίες.

6.5.1 Σεισμικό γεγονός San Fernando (1971), καταγεγραμμένο ως NGA77

Συγκρίνοντας την στήλη M2 (ροπή κάμψης εκάστοτε επιφανειακού στοιχείου, μέσω της οποίας διαστασιολογείται ο φορέας) του Πίνακα 6.28 με την αντίστοιχη του Πίνακα 6.15, παρατηρούμε πως η φόρτιση με την συγκεκριμένη χρονοϊστορία οδηγεί σε μικρότερα εντατικά αποτελέσματα από ότι ο έλεγχος του μεμονωμένου μοντέλου θεμελίωσης.

6.5.2 Σεισμικό γεγονός Irpinia, Italy (1980), καταγεγραμμένο ως NGA292

Συγκρίνοντας και πάλι τις ροπές M2 του Πίνακα 6.35 με αυτές του Πίνακα 6.15, καταλήγουμε και πάλι στο συμπέρασμα πως ο σχεδιασμός βάσει του μεμονωμένου μοντέλου θεμελίου είναι δυσμενέστερος.

6.5.3 Σεισμικό γεγονός Northridge (1994), καταγεγραμμένο ως NGA1086

Συγκρίνοντας τις ροπές M2 του Πίνακα 6.43 με αυτές του Πίνακα 6.15, καταλήγουμε και πάλι στο συμπέρασμα πως ο σχεδιασμός βάσει του μεμονωμένου μοντέλου θεμελίωσης είναι δυσμενέστερος.

6.6 Οικονομική Σύγκριση Συμβατικής Μεθόδου Θεμελίωσης και Θεμελίωσης με αξιοποίηση της τεχνολογίας Προεντεταμένων Αγκυρίων

Προκειμένου την οικονομική σύγκριση του εναλλακτικού μοντέλου θεμελίωσης που μελετήσαμε στο Κεφάλαιο 5 της παρούσας εργασίας, χρησιμοποιούμε ως δεδομένα τα συγκεντρωτικά στοιχεία χάλυβα και σκυροδέματος που προέκυψαν από την επίσημη στατική μελέτη του έργου:

ΑΙΟΛΙΚΟ ΠΑΡΚΟ ΙΣΧΥΟΣ $5 \cdot 2\text{MW} = 10\text{MW}$

ΜΥΤΙΚΑΣ, ΔΗΜΟΣ ΟΠΟΥΝΤΙΩΝ, ΝΟΜΟΣ ΦΘΙΩΤΙΔΑΣ

και τα οποία ευγενώς μας παραχωρήθηκαν από τους επιβλέποντες της εργασίας μας.

Λαμβάνουμε λοιπόν:

Συγκεντρωτικό Βάρος Οπλισμού = 10000,00 kgr

Συγκεντρωτικός Όγκος Σκυροδέματος = 447,97 m³

Μέσω της διαδικασίας που αναλυτικά περιγράφεται στο Κεφάλαιο 5, και κρατώντας σταθερά τα βασικά γεωμετρικά και δομικά υλικά της θεμελίωσης (D=18 m, σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S355) λάβαμε τα αντίστοιχα συγκεντρωτικά αποτελέσματα:

Συγκεντρωτικό Βάρος Οπλισμού = 9945,95 kgr

Συγκεντρωτικός Όγκος Σκυροδέματος = 447,97 m³

Παρατηρούμε μία αμελητέα εξοικονόμηση όσον αφορά τον συνολικό βάρος του χρησιμοποιούμενου χάλυβα . Καταλαβαίνουμε λοιπόν, πως η εναλλακτική αυτή μέθοδος, μόνο υπό συγκεκριμένες συνθήκες θα μπορούσε να θεωρηθεί αξιοποιήσιμη.

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ IEC61400-1

A.1 Αντικείμενο και πεδίο εφαρμογής

Το τμήμα 1 του ευρωκώδικα IEC61400, καθορίζει τις βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού για τη διασφάλιση της μηχανικής ακεραιότητας των ανεμογεννητριών. Σκοπός του είναι να παρέχει ένα κατάλληλο επίπεδο προστασίας έναντι των συνεπειών από όλους τους κινδύνους κατά την προσδοκώμενη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Το πρότυπο ασχολείται με όλα τα υποσυστήματα των ανεμογεννητριών, όπως οι μηχανισμοί προστασίας και ελέγχου, τα εσωτερικά ηλεκτρολογικά συστήματα, τα μηχανολογικά συστήματα καθώς και τις βοηθητικές δομές.

Το πρότυπο αυτό είναι γενικής εφαρμογής μιας και ισχύει για ανεμογεννήτριες όλων των μεγεθών. Για τις μικρές ανεμογεννήτριες περισσότερες κατευθυντήριες οδηγίες παρέχονται στο part 2 του IEC 61400 ενώ τέλος το part 3 αναφέρεται αποκλειστικά στις υπεράκτιες (offshore) Α/Γ.

A.2 Βασικές έννοιες, Στάθμες Επιτελεστικότητας

Ο σχεδιασμός μίας ανεμογεννήτριας, όπως και οποιασδήποτε κατασκευής, προϋποθέτει την κατάταξή της σε κάποιο προσδοκώμενο επίπεδο ασφαλείας. Ο ευρωκώδικας IEC61400-1 ορίζει δύο κλάσεις ασφαλείας:

✓ **Συνήθης στάθμη επιτελεστικότητας**

Εφαρμόζεται όταν μία ενδεχόμενη αστοχία θα οδηγήσει σε ανθρώπινες απώλειες και σε σημαντικές οικονομικές-κοινωνικές συνέπειες

✓ **Ειδική στάθμη επιτελεστικότητας**

Εφαρμόζεται όταν οι απαιτήσεις ασφαλείας καθορίζονται από ειδικούς τοπικούς παράγοντες ενώ προϋποθέτει την a priori συμφωνία ιδιοκτήτη και κατασκευαστή .

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που ο ευρωκώδικας ορίζει παρουσιάζονται αναλυτικά στην υποπαράγραφο §Α.9.3

Α.3 Βασικές έννοιες, Διακριτικά στοιχεία Α/Γ

Ο ευρωκώδικας IEC61400-1, καθορίζει τα βασικά χαρακτηριστικά βάσει των οποίων ταυτοποιούνται τα συστήματα μεμονωμένων αιολικών μηχανών. Αυτά τα κύρια χαρακτηριστικά είναι:

- ✓ Ο κατασκευαστής και η χώρα προέλευσης
- ✓ Το μοντέλο και ο σειριακός αριθμός
- ✓ Το έτος παραγωγής
- ✓ Η ονομαστική ισχύς
- ✓ Η αιολική ταχύτητα αναφοράς
- ✓ Η διακύμανση της αιολικής ταχύτητας λειτουργίας
- ✓ Η τάξη της αιολικής μηχανής όπως αυτή καθορίζεται από τον ίδιο τον ευρωκώδικα
- ✓ Η ονομαστική τάση

Α.4 Οι εξωτερικές Συνθήκες

Ο ευρωκώδικας IEC61400-1, ορίζει μία σειρά από περιβαλλοντικούς, ηλεκτρολογικούς και εδαφικούς παράγοντες οι οποίοι οφείλουν να ληφθούν ‘ κατά τον σχεδιασμό των αιολικών έργων. Όλοι αυτοί οι παράγοντες, τους οποίους αναλύει υπό τον γενικό όρο εξωτερικές συνθήκες, ενδέχεται να επηρεάσουν θετικά η αρνητικά το επίπεδο φόρτισης, την ανθεκτικότητα και την λειτουργία των Α/Γ. Προκειμένου να εξασφαλιστεί το επιθυμητό επίπεδο ασφαλείας καθώς και η αξιοπιστία της αιολικής μηχανής, οι περιβαλλοντικές, ηλεκτρολογικές και εδαφικές παράμετροι θα πρέπει αφενός να λαμβάνονται υπ’ όψιν κατά τον σχεδιασμό και την κατασκευή του έργου, αφετέρου να αναφέρονται ρητά στο τεύχος σχεδιασμού του.

Και οι τρεις κατηγορίες εξωτερικών συνθηκών που αναφέραμε παραπάνω, υποδιαιρούνται σε συνήθειες και ακραίες καταστάσεις. Οι πρώτες, εν γένει, αφορούν μακροπρόθεσμα εντατικά φορτία και καταστάσεις λειτουργικότητας ενώ οι ακραίες αντιπροσωπεύουν σχετικά σπάνιες εξωτερικές συνθήκες οι οποίες ωστόσο ενδέχεται να αποδειχθούν εξαιρετικά κρίσιμες για το έργο.

A.5 Κατηγοριοποίηση Αιολικών Μηχανών

Ο Ευρωκώδικας 61400-1, με απώτερο στόχο την κάλυψη κατά το δυνατόν περισσότερων περιπτώσεων, προτείνει μια κατηγοριοποίηση των αιολικών μηχανών με βάση την αιολική ταχύτητα αναφοράς και την ηλεκτρολογική τους ισχύ. Η τελική τάξη της Α/Γ, οφείλει να αναγράφεται με σαφήνεια στο τεύχος υπολογισμού του έργου. Οι βασικές παράμετροι κατηγοριοποίησης δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

WTGS class	I	II	III	IV	S	
V_{ref} (m/s)	50	42,5	37,5	30	values to be specified by the designer	
V_{ave} (m/s)	10	8,5	7,5	6		
A	$I_{15}(-)$	0,18	0,18	0,18		0,18
	a(-)	2	2	2		2
B	$I_{15}(-)$	0,16	0,16	0,16		0,16
	a(-)	3	3	3		3

Πίνακας A.1: Βασικές παράμετροι κατηγοριοποίησης Α/Γ

Όπου:

- A υποδηλωτικό της ανώτερης κατηγορίας ηλεκτρολογικών χαρακτηριστικών
- B υποδηλωτικό της κατώτερης κατηγορίας ηλεκτρολογικών χαρακτηριστικών
- V_{ref} η σχετική ταχύτητα ανέμου διάρκειας άνω των 10 λεπτών
- V_{ave} η ετήσια σχετική ταχύτητα ανέμου

- I₁₅ η χαρακτηριστική τιμή της ηλεκτρολογικής έντασης για αιολική ταχύτητα στα 15 m/s
- a σταθερά που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό της μακροπρόθεσμης ανεμικής ταχύτητας

A.6 Συνθήκες Ανέμου

Οποιαδήποτε μεμονωμένη αιολική μηχανή είναι σχεδιασμένη ώστε καθ' όλη την διάρκεια των 20 ετών που ο ευρωκώδικας ορίζει ως χρόνο ζωής του έργου, να ανταποκρίνεται στις ανεμοπιέσεις που ορίζει η τάξη κατηγοριοποίησής της. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι ανεμοπιέσεις διακρίνονται σε κανονικές, αυτές δηλαδή που εμφανίζονται με μεγάλη συχνότητα κατά την διάρκεια λειτουργίας του έργου και σε ακραίες με περίοδο επαναφοράς $T = 50$ έτη. Ακολουθεί μία συνοπτική επισκόπηση των βασικών θεωρητικών σημείων των διαφόρων ανεμικών συνθηκών.

A.6.1 Κανονικές Συνθήκες Ανέμου

Η κατανομή της αιολικής ταχύτητας στην περιοχή του έργου είναι καθοριστική για τον τρόπο της κατασκευής της Α/Γ, καθώς μέσω αυτής προσδιορίζεται η συχνότητα εμφάνισης των μεμονωμένων εξωτερικών καταπονήσεων. Για την συνήθη κλάση Α/Γ που μελετώνται βάσει του Ευρωκώδικα IEC61400-1, η μέση ταχύτητα ανέμου που πνέει για χρονικό διάστημα ανώτερο των 10 λεπτών της ώρας τείνει να ακολουθεί κατανομή Rayleigh ενώ για το υψόμετρο που αντιστοιχεί στο κέντρο του κύκλου που προσδιορίζεται από μία πλήρη περιστροφή των πτερυγίων (hub-height) υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$P_R(V_{\text{hub}}) = 1 - \exp[-\pi(V_{\text{hub}}/2V_{\text{ave}})^2] \text{ με } V_{\text{ave}} = 0,20V_{\text{ref}} \quad (\text{A.1})$$

A.6.1.1 Κανονική Κατατομή Ανέμου (normal wind profile model-NWP)

Η κατατομή ανέμου $V(z)$ υποδεικνύει την μέση ταχύτητα ανέμου ως συνάρτηση του υψομέτρου z (με επίπεδο αναφοράς την εδαφική επιφάνεια). Στην περίπτωση των συνήθων κλάσεων Α/Γ ,το NWP μπορεί να θεωρηθεί ότι δίνεται από τον ενεργειακό νόμο:

$$V(z)=V_{hub}(z/z_{hub})^{\alpha} \quad (A.2)$$

Ο εκθέτης α συνηθίζεται να λαμβάνεται ίσος με 0,20.

Η κατατομή του ανέμου χρησιμοποιείται προκειμένου να ορισθεί η μέση κατακόρυφη διάτμηση λόγω ανέμου στην διατρεχόμενη από τους έλικες περιοχή (swept area).

A.6.1.2 Μοντέλο Κανονικού Στροβιλισμού(normal turbulence model-NTM)

Ο όρος «στροβιλισμός ανέμου» υποδηλώνει στοχαστικές παρεκκλίσεις της ανεμικής ταχύτητας από αυτήν που δεχόμαστε ως μέση ταχύτητα πνοής 10 λεπτών. Τα μοντέλα στροβιλισμού, εν γένει όταν χρησιμοποιούνται, οφείλουν αφενός να περιλαμβάνουν τις επιπτώσεις από τις εναλλαγές της ταχύτητας και διεύθυνσης του ανέμου και ως εκ τούτου και της προκαλούμενης εξ αυτού διάτμησης αφετέρου να επιτρέπουν τον δειγματοληπτικό έλεγχο της περιστρεφόμενης περιοχής για διάφορες καταστάσεις διάτμησης. Οι τρεις βασικές συνιστώσες της ανεμικής ταχύτητας στροβιλισμού ορίζονται ως:

- ✓ Διαμήκης δηλαδή κατά μήκος της διεύθυνσης της ανεμικής ταχύτητας
- ✓ Πλευρική δηλαδή οριζόντια και συνεπώς κάθετη στη διαμήκη
- ✓ Ανοδική η οποία είναι κάθετη τόσο στη διαμήκη όσο και στην πλευρική συνιστώσα

Για τις συνήθεις κλάσεις Α/Γ , το τυχαίο πεδίο ταχυτήτων για τα μοντέλα στροβιλισμού οφείλουν να ικανοποιούν τις ακόλουθες προϋποθέσεις:

- ✓ Η τυπική απόκλιση στροβιλισμού σ_1 που αντιστοιχεί στην πλευρική συνιστώσα της ανεμικής ταχύτητας, με τιμές που δίνονται αναλυτικά παρακάτω, μπορεί με ασφάλεια να θεωρηθεί αναλλοίωτη καθ' ύψος. Για τις δύο κάθετες στην κύρια διεύθυνση του ανέμου συνιστώσες, μπορούμε και πάλι ασφαλώς να δεχτούμε τους ελάχιστους συντελεστές απόκλισης:
 - Για την διαμήκη συνιστώσα $\sigma_2 \geq 0,7\sigma_1$
 - Για την ανοδική συνιστώσα $\sigma_3 \geq 0,5\sigma_1$
- ✓ Ο συντελεστής κλίμακας Λ_1 για την διαμήκη συνιστώσα μπορεί να βρεθεί συναρτήσει του υψομέτρου z :

$$\begin{aligned} \Lambda_1(z) &= 0,7z & z \leq 60 \text{ m} \\ \Lambda_1(z) &= 42 \text{ m} & z \geq 60 \text{ m} \end{aligned} \quad (\text{A.3})$$

Οι δυναμικές φασματικές πυκνότητες των τριών ορθογώνιων κατανομών $S_1(f)$, $S_2(f)$ και $S_3(f)$ θα πρέπει καθώς η συχνότητα του αδρανειακού υποπεδίου αυξάνεται να προσεγγίζουν ασυμπτωτικά τις μορφές:

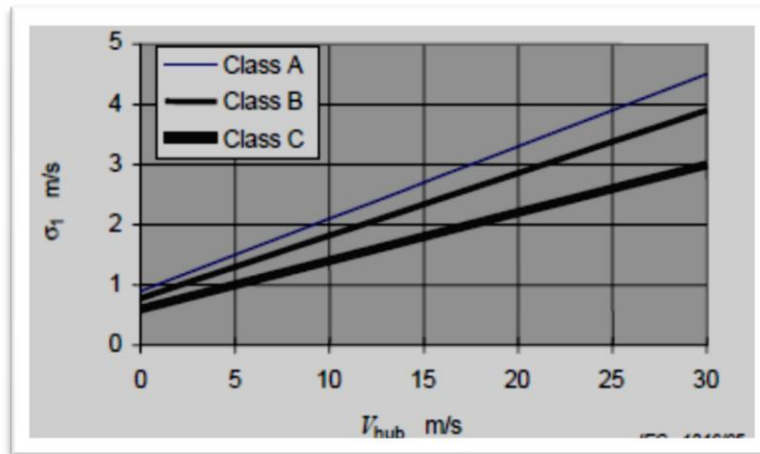
$$S_1(f) = 0,05\sigma_1^2 (\Lambda_1/V_{\text{hub}})^{-2/3} f^{-5/3} \quad (\text{A.4})$$

$$S_2(f) = S_3(f) = \frac{4}{3} S_1(f) \quad (\text{A.5})$$

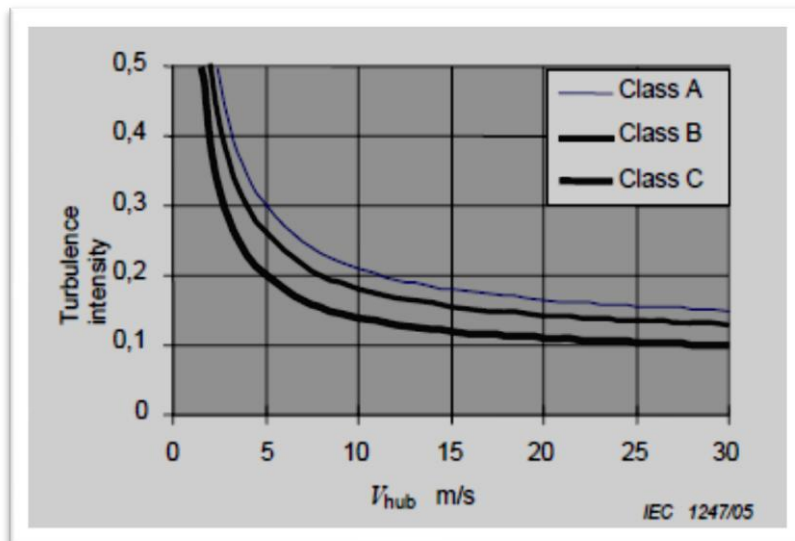
Για το κανονικό μοντέλο στροβιλισμού NTM η αντιπροσωπευτική τιμή για την τυπική απόκλιση σ_1 δίνεται από την εξίσωση:

$$\sigma_1 = I_{\text{ref}} (0,75V_{\text{hub}} + b) \quad b = 5,6 \text{ m/s} \quad (\text{A.6})$$

Ακολουθούν διαγράμματα απεικόνισης της τυπικής απόκλισης σ_1 καθώς και της έντασης του στροβιλισμού σ_1/V_{hub} για το Μοντέλο Κανονικού Στροβιλισμού NTM.



Εικόνα Α.1: Τυπική απόκλιση σ_1 για το Μοντέλο Κανονικού Στροβιλισμού NTM



Εικόνα Α.2: Ένταση στροβιλισμού για το Μοντέλο Κανονικού Στροβιλισμού NTM

A.6.2 Ακραίες Συνθήκες Ανέμου

Οι ακραίες συνθήκες ανέμου χρησιμοποιούνται για να προσδιορίσουν τα ακραία ανεμικά φορτία στις Α/Γ. Οι συνθήκες αυτές περιλαμβάνουν στιγμιαίες ταχύτητες ανέμου που εμφανίζονται κατά την διάρκεια καταιγίδων και απότομων

καιρικών μεταβολών. Επιπροσθέτως, περιλαμβάνουν τις πιθανές συνέπειες στον ανεμικό στροβιλισμό έτσι ώστε να είναι ασφαλές κατά τον σχεδιασμό του έργου να ληφθούν υπ' όψιν μόνο ντετερμινιστικά στοιχεία.

A.6.2.1 Μοντέλο Ακραίας Ανεμικής Ταχύτητας (extreme wind speed model-EWM)

Το Μοντέλο Ακραίας Ανεμικής Ταχύτητας μπορεί να θεωρηθεί είτε μοντέλο σταθερού ανέμου είτε μοντέλο στροβιλισμού. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, όλα τα μοντέλα πρέπει να χρησιμοποιούν ως σταθερές αναφοράς την σχετική ταχύτητα ανέμου V_{ref} και την τυπική απόκλιση στροβιλισμού σ_1 (πίνακας A.1 & εικόνα A.1 αντίστοιχα).

Για το **σταθερό** μοντέλο ακραίας ανεμικής ταχύτητας, οι ακραίες ταχύτητες V_{e50} και V_{e1} , με περίοδο επαναφοράς $T=50$ έτη και $T=1$ έτος αντίστοιχα, δίνονται από τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$V_{e50}(z)=1,4V_{ref}(z/z_{hub})^{0,11} \quad (A.7)$$

$$V_{e1}(z)=0,80V_{e50}(z) \quad (A.8)$$

Για το μοντέλο **στροβιλισμού**, οι μέσες ταχύτητες ανέμου με διάρκεια πνοής άνω των 10 λεπτών και περίοδο επαναφοράς $T=50$ έτη και $T=1$ έτος, δίνονται από τις ακόλουθες εξισώσεις αντίστοιχα:

$$V_{50}(z)=V_{ref}(z/z_{hub})^{0,11} \quad (A.9)$$

$$V_1(z)=0,80V_{50}(z) \quad (A.10)$$

Και στις δύο περιπτώσεις η τυπική απόκλιση της διαμήκουσ συνιστώσας στροβιλισμού σ_1 λαμβάνεται:

$$\sigma_1=0,11V_{hub} \quad (A.11)$$

A.6.2.2 Μοντέλο Ακραίας Εν Λειτουργία Ριπής (extreme operating gust-EOG)

Το μέγεθος της ριπής στο υψόμετρο hub~height, για τις συνήθεις κλάσεις A/Γ, δίνεται από την εξίσωση:

$$V_{\text{gust}} = \min \left\{ 1,35(V_{e1} - V_{\text{hub}}) ; 3,3 \left[\frac{\sigma_1}{1 + 0,1 \frac{D}{\Lambda_1}} \right] \right\} \quad (\text{A.12})$$

όπου

το σ_1 ορίσθηκε στην εξίσωση (A.6)

το Λ_1 ορίσθηκε στην εξίσωση (A.3)

το D είναι η διάμετρος του ρότορα

Η ταχύτητα ανέμου, ορίζεται μέσω της εξίσωσης:

$$\begin{aligned} V(z,t) &= V(z) - 0,37V_{\text{gust}} \sin(3\pi t/T) (1 - \cos(2\pi t/T)) \quad \text{για } 0 \leq t \leq T \\ V(z,t) &= V(z) \quad \text{για οποιαδήποτε άλλη περίπτωση } t \end{aligned} \quad (\text{A.13})$$

όπου

η $V(z)$ ορίσθηκε στην εξίσωση (A.2)

$T=10,5$ sec

A.6.2.3 Μοντέλο Ακραίου Στροβιλισμού (extreme turbulence model-ETM)

Το μοντέλο ακραίου στροβιλισμού οφείλει να θεωρήσει κανονική κατατομή ανέμου όπως αυτή ορίσθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.1.1 και στροβιλισμό με τυπική απόκλιση διαμήκους συνιστώσας σ_1 που δίνεται από την εξίσωση:

$$\sigma_1 = c I_{\text{ref}} \left[0,072 \left(\frac{V_{\text{ave}}}{c} + 3 \right) \left(\frac{V_{\text{hub}}}{c} - 4 \right) + 10 \right] \quad (\text{A.14})$$

όπου $c=2$ m/s.

A.6.2.4 Ακραία Αλλαγή Διεύθυνσης Ανέμου (extreme direction change-EDC)

Το μέγεθος της ακραίας αλλαγής διεύθυνσης ανέμου, θ_e , πρέπει να υπολογισθεί βάσει της ακόλουθης σχέσης:

$$\theta_e = \pm 4 \arctan \frac{\sigma_1}{v_{hub}(1+0,1\frac{D}{\Lambda_1})} \quad (\text{A.15})$$

όπου

το σ_1 ορίσθηκε στην εξίσωση (A.6)

το θ_e περιορίζεται στο διάστημα $\pm 180^\circ$

το Λ_1 ορίσθηκε στην εξίσωση (A.3)

το D είναι η διάμετρος του ρότορα

Η στιγμιαία αλλαγή διεύθυνσης δίνεται από την δέσμη εξισώσεων:

$$\begin{aligned} \theta(t) &= 0^\circ \quad \text{για } t < 0 \\ \theta(t) &= \pm \theta_e [1 - \cos(\pi t/T)] \quad \text{για } 0 \leq t \leq T \\ \theta(t) &= \theta_e \quad \text{για } t > T \end{aligned} \quad (\text{A.16})$$

όπου $T=6$ sec είναι η διάρκεια της ακραίας αλλαγής διεύθυνσης.

A.6.2.5 Ακραία Ριπή Ανέμου με Αλλαγή Διεύθυνσης (extreme coherent gust with direction change-ECD)

Η ταχύτητα της ακραίας ριπής ανέμου συνδυαζόμενης με αλλαγή διεύθυνσης λαμβάνεται ίση με:

$$V_{cg} = 15 \text{ m/s} \quad (\text{A.17})$$

Η ανεμική ταχύτητα ορίζεται μέσω της δέσμης εξισώσεων:

$$\begin{aligned} V(z,t) &= V(z) \quad \text{για } t \leq 0 \\ V(z,t) &= V(z) + 0,5V_{cg}[1 - \cos(\pi t/T)] \quad \text{για } 0 \leq t \leq T \\ V(z,t) &= V(z) + V_{cg} \quad \text{για } t \geq T \end{aligned} \quad (\text{A.18})$$

όπου $T=10$ sec είναι η χρονική διάρκεια αύξησης της ανεμικής ταχύτητας. Η ταχύτητα $V(z)$ δίνεται βάσει του μοντέλου κανονικής ανεμικής κατατομής όπως αυτό ορίσθηκε στην υποπαράγραφο § A.6.1.1.

Η αύξηση στη ταχύτητα πρέπει να θεωρηθεί ότι λαμβάνει χώρα ταυτοχρόνως με την αλλαγή διεύθυνσης θ , με κατώτατο όριο της τελευταίας τις 0° και άνω όριο την τιμή θ_{cg} που δίνεται από την δέσμη εξισώσεων:

$$\begin{aligned} \theta_{cg}(V_{hub}) &= 180^\circ \quad \text{για } V_{hub} < 4 \text{ m/s} \\ \theta_{cg}(V_{hub}) &= \frac{720^\circ \text{ m/s}}{V_{hub}} \quad \text{για } 4 \text{ m/s} < V_{hub} < V_{ref} \end{aligned} \quad (\text{A.19})$$

Η ταυτόχρονη αλλαγή διεύθυνσης δίνεται από την δέσμη εξισώσεων:

$$\begin{aligned} \theta(t) &= 0^\circ \quad \text{για } t < 0 \\ \theta(t) &= \pm 0,5\theta_{cg}[1 - \cos(\pi t/T)] \quad \text{για } 0 \leq t \leq T \\ \theta(t) &= \pm \theta_{cg} \quad \text{για } t > T \end{aligned} \quad (\text{A.20})$$

όπου $T=10 \text{ sec}$ είναι και πάλι η χρονική διάρκεια της αύξησης.

A.6.2.6 Ακραία Διάτμηση λόγω Ανεμικής Δράσης (extreme wind shear-EWS)

Η ακραία διάτμηση λόγω ανεμικής δράσης υπολογίζεται ώστε να ληφθεί υπ' όψιν κατά τον υπολογισμό των ακόλουθων στιγμιαίων ανεμικών ταχυτήτων:

- ✓ Στιγμιαία (θετική ή αρνητική) **κατακόρυφη** διάτμηση

$$V(z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha \pm \left(\frac{z - z_{hub}}{D} \right) [2,5 + 0,2\beta\sigma_1 \left(\frac{D}{\Delta_1} \right)^{1/4}] [1 - \cos(2\pi t/T)] \quad \text{για } 0 \leq t \leq T$$

$$V(z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha \quad \text{για οποιοδήποτε άλλο } t \quad (\text{A.21})$$

- ✓ Στιγμιαία **οριζόντια** διάτμηση

$$V(y,z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha \pm \left(\frac{y}{D} \right) [2,5 + 0,2\beta\sigma_1 \left(\frac{D}{\Delta_1} \right)^{1/4}] [1 - \cos(2\pi t/T)] \quad \text{για } 0 \leq t \leq T$$

$$V(z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha \quad \text{για οποιοδήποτε άλλο } t \quad (\text{A.22})$$

όπου και για τις δύο περιπτώσεις ισχύουν:

$$\alpha=0,2 \quad \beta=6,4 \quad T=12 \text{ sec}$$

το σ_1 ορίσθηκε στην εξίσωση (Α.6)

το Λ_1 ορίσθηκε στην εξίσωση(Α.3)

το D είναι η διάμετρος του ρότορα.

Το πρόσημο της στιγμιαίας οριζόντιας διάτμησης λόγω ανέμου επιλέγεται έτσι ώστε να εμφανισθεί το δυσμενέστερο στιγμιαίο φορτίο. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι δύο ακραίες διατμητικές καταστάσεις δεν εμφανίζονται ταυτοχρόνως.

Α.7 Άλλες Περιβαλλοντικές Συνθήκες

Άλλες περιβαλλοντικές (κλιματικές) συνθήκες πέραν του ανέμου μπορούν να επηρεάσουν την αξιοπιστία και την ασφάλεια των μεμονωμένων αιολικών μηχανών μέσω **θερμικής, φωτοχημικής, διαβρωτικής, μηχανικής, ηλεκτρολογικής ή άλλης φυσικής δράσης**. Επιπροσθέτως, συνδυασμοί δύο ή περισσότερων κλιματικών δράσεων μπορεί να αυξήσουν τις δυσμενείς συνέπειες.

Οι ακόλουθες περιβαλλοντικές συνθήκες πρέπει, κατ' ελάχιστον, να μελετηθούν:

- ✓ θερμοκρασία
- ✓ υγρασία
- ✓ πυκνότητα αέρα
- ✓ ηλιακή ακτινοβολία
- ✓ βροχή, χαλάζι, χιόνι ή πάγος
- ✓ χημικά ενεργές ουσίες
- ✓ αλμυρότητα
- ✓ αστραπές
- ✓ σεισμοί

Αξίζει να σημειωθεί πως μία υπεράκτια αιολική μηχανή χρήζει περαιτέρω ανάλυσης όσον αφορά τις περιβαλλοντικές συνθήκες.

Οι κλιματικές συνθήκες μελετώνται και λαμβάνονται υπ' όψιν είτε μέσω αντιπροσωπευτικών τιμών είτε μέσω ορίων για τις ανεκτές τους τιμές. Η πιθανότητα

της ταυτόχρονης εμφάνισης των περιβαλλοντικών συνθηκών οφείλει να ληφθεί υπ' όψιν κατά την επιλογή των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Τέλος, η μεταβλητότητα των κλιματολογικών αλλαγών μέσα στα λογικά και επιτρεπόμενα όρια με περίοδο επαναφοράς $T=1$ έτος, δεν θα πρέπει να αλληλεπιδρά με την αναμενόμενη κατάσταση λειτουργικότητας των Α/Γ.

A.7.1 Μέσες Περιβαλλοντικές Συνθήκες

Οι μέσες περιβαλλοντικές συνθήκες που θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν είναι:

- ✓ εύρος θερμοκρασίας περιβάλλοντος ($-10^{\circ}\text{C}, +40^{\circ}\text{C}$)
- ✓ ατμοσφαιρικό περιβάλλον ισοδύναμο με μη μολυσμένη ατμόσφαιρα ενδοχώρας
- ✓ ένταση ηλιακής ακτινοβολίας ίση με $1000\text{W}/\text{m}^2$
- ✓ πυκνότητα αέρα ίση με $1225\text{ kg}/\text{m}^3$

A.7.2 Ακραίες Περιβαλλοντικές Συνθήκες

Οι ακραίες περιβαλλοντικές συνθήκες που πρέπει να μελετηθούν κατά τον σχεδιασμό μίας τυπικής Α/Γ είναι η θερμοκρασία περιβάλλοντος όταν αυτή κυμαίνεται εκτός του ορίου ($-20^{\circ}\text{C}, +50^{\circ}\text{C}$), οι αστραπές, ο πάγος και οι σεισμοί.

A.8 Συνθήκες Ηλεκτρολογικού Δικτύου

Οι συνθήκες ηλεκτρολογικού δικτύου που μπορούν να θεωρηθούν μέσες κατά τον σχεδιασμό των αιολικών μηχανών είναι οι εξής:

- ✓ ονομαστική αξία ηλεκτρολογικής δύναμης $\pm 10\%$
- ✓ ονομαστική αξία συχνότητας $\pm 2\%$
- ✓ ο λόγος της ηλεκτρολογικής αστάθειας να μην υπερβαίνει το 2%

- ✓ μέγιστο επιτρεπόμενο πλήθος διακοπών λειτουργίας θεωρούνται οι 20 ανά έτος. Διακοπή λειτουργίας έως 6 ώρες θεωρείται φυσιολογική κατάσταση ενώ διακοπή άνω της μίας εβδομάδας νοείται ως ακραία.

A.9 Δομοστατικός Σχεδιασμός

Όπως σε όλες τις κατασκευές που άπτονται του ενδιαφέροντος του δομοστατικού πολιτικού μηχανικού, έτσι και στις Α/Γ είναι πρωταρχικής σημασίας η εξασφάλιση της ακεραιότητας του φέροντος οργανισμού καθώς επίσης και ενός αποδεκτού επιπέδου ασφαλείας. Η οριακή κατάσταση της κατασκευής και οι επιπτώσεις της κόπωσης οφείλουν να μελετηθούν με ακριβέστατους υπολογισμούς ή/και με επιπλέον έρευνα έτσι ώστε να διασφαλιστεί η αξιοπιστία της αιολικής μηχανής.

A.9.1 Τυπικά Φορτία Α/Γ

Τα φορτία που λαμβάνονται υπ' όψιν στους υπολογισμούς κατά τον σχεδιασμό μίας τυπικής Α/Γ είναι τα ακόλουθα:

- ✓ **Αδρανειακά Φορτία και Φορτία Βαρύτητας**

Πρόκειται για στατικά ή δυναμικά φορτία που προκύπτουν ως αποτέλεσμα της βαρύτητας, των διαφόρων κραδασμών, των πιθανών περιστροφών και της σεισμικής δραστηριότητας.

- ✓ **Αεροδυναμικά Φορτία**

Πρόκειται για στατικά ή δυναμικά φορτία που προκύπτουν ως αποτέλεσμα της ροής του αέρα και της αλληλεπίδρασής της με τα κινητά και σταθερά τμήματα της αιολικής μηχανής. Η ροή του αέρα εξαρτάται από την μέση ταχύτητα του ανέμου και τους στροβιλισμούς στο επίπεδο των πτερυγίων, από την περιστροφική ταχύτητα του ρότορα, από την πυκνότητα του αέρα και τέλος από την αεροδυναμική κατασκευή των μελών της Α/Γ.

✓ **Φορτία Δραστηριότητας**

Πρόκειται για φορτία που προκύπτουν από την λειτουργία και τον έλεγχο των αιολικών μηχανών. Υποδιαιρούνται σε αρκετές κατηγορίες μεταξύ των οποίων ο έλεγχος της περιστροφικής δύναμης από μία γεννήτρια/αντιστροφή, η ασταθής εκτροπή λόγω των φορτίων δραστηριότητας και τα φορτία λόγω βίαιης διακοπής της μηχανολογικής λειτουργίας.

✓ **Άλλα Φορτία**

Επιπλέον φορτία όπως φορτία ενεργοποίησης, φορτία σύγκρουσης, φορτία λόγω πάγου κ.α. πρέπει να συνυπολογίζονται όταν αυτό κρίνεται απαραίτητο.

A.9.2 Μοντέλα Σχεδιασμού & Δράσεων

Στην υποπαράγραφο αυτή θα περιγραφούν τα μοντέλα φορτίσεων τα οποία πρέπει κατ' ελάχιστον να μελετηθούν. Για σχεδιαστικούς λόγους, η «ζωή» μίας τυπικής αιολικής μηχανής αντιμετωπίζεται ως ένα πλήθος συνδυασμών που καλύπτουν τις πλέον πιθανές συνθήκες που η κατασκευή μας θα αντιμετωπίσει μέσα στην προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι συνδυασμοί δράσεων, καθορίζονται από την αλληλεπίδραση των διαφόρων καταστάσεων δραστηριότητας, όπως είναι η προσπάθεια επίτευξης συγκεκριμένης συνδεσμολογίας ή οι συνθήκες ανέγερσης και συντήρησης, με τις εξωτερικές συνθήκες που αναλύθηκαν νωρίτερα. Τα μοντέλα δράσεων που εξασφαλίζουν την ακεραιότητα και την αξιοπιστία της κατασκευής, οφείλουν να μελετώνται υπό τους εξής συνδυασμούς:

- ✓ Κανονικές συνθήκες σχεδιασμού και κατάλληλες κανονικές ή/και ακραίες εξωτερικές συνθήκες.
- ✓ Λανθασμένες συνθήκες σχεδιασμού και κατάλληλες εξωτερικές συνθήκες
- ✓ Συνθήκες σχεδιασμού αναφερόμενες στη μεταφορά, εγκατάσταση και συντήρηση και κατάλληλες εξωτερικές συνθήκες.

Στον πίνακα Α.2 που ακολουθεί, παρουσιάζονται αναλυτικά όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί δράσεων που κατ' ελάχιστον πρέπει να μελετηθούν:

ΜΟΝΤΕΛΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	DLC	ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΑΝΕΜΟΥ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ	1.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	U	N
	1.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	F	*
	1.3	ETM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	U	N
	1.4	ECD $V_{hub} = V_r - 2 \text{ m/s}, V_r, V_r + 2 \text{ m/s}$	U	N
	1.5	EWS $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	U	N
ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ & ΥΠΑΡΞΗ ΣΦΑΛΜΑΤΟΣ	2.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	U	N
	2.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	U	A
	2.3	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ και V_{out}	U	A
	2.4	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	F	*
ΕΚΚΙΝΗΣΗ	3.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	F	*
	3.2	EOG $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2 \text{ m/s}$ και V_{out}	U	N
	3.3	EDC $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2 \text{ m/s}$ και V_{out}	U	N
ΚΑΝΟΝΙΚΗ ΔΙΑΚΟΠΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ	4.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	F	*
	4.2	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ και V_{out}	U	N
ΕΚΤΑΚΤΗ ΔΙΑΚΟΠΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ	5.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	U	N
	5.2	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2 \text{ m/s}$ και V_{out}	U	N
ΑΚΙΝΗΤΟΠΟΙΗΜΕΝΗ	6.1	EWM $T = 50 \text{ έτη}$	U	N
	6.2	EWM $T = 50 \text{ έτη}$	U	A
	6.3	EWM $T = 1 \text{ έτος}$	U	N
	6.4	NTM $V_{hub} < 0,7 V_{ref}$	F	*
ΑΚΙΝΗΤΟΠΟΙΗΜΕΝΗ & ΥΠΑΡΞΗ ΣΦΑΛΜΑΤΟΣ	7.1	EWM $T = 1 \text{ έτος}$	U	A
ΜΕΤΑΦΟΡΑ & ΣΥΝΤΗΡΗΣΗ	8.1	NTM V_{maint}	U	T
	8.2	EWM $T = 1 \text{ έτος}$	U	A

Πίνακας Α.2: Μοντέλα Σχεδιασμού & Δράσεων

Στον Πίνακα Α.2 εμφανίζονται τα παρακάτω σύμβολα:

- ✓ DLC= design load case, το μελετώμενο μοντέλο φόρτισης

- ✓ ECD= extreme coherent gust with direction change, όπως αυτό αναλύθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.2.5
- ✓ EDC=extreme direction change, όπως αυτό μελετήθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.2.4
- ✓ EOG= extreme operating gust, όπως αυτό ορίσθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.2.2
- ✓ EWM= extreme wind speed model, όπως αυτό ορίσθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.2.1
- ✓ EWS= extreme wind shear, όπως αυτό ορίσθηκε στην υποπαράγραφο §2.1.6.2.6
- ✓ NTM= normal turbulence model, όπως αυτό ορίσθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.1.2
- ✓ ETM= extreme turbulence model, όπως αυτό ορίσθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.2.3
- ✓ NWP= normal wind profile model, όπως αυτό ορίσθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.1.1
- ✓ $V_r \pm 2$ m/s= το εύρος διακύμανσης της αιολικής ταχύτητας

Για κάθε συνδυασμό φορτίσεων (design load case-DLC) ορίζεται και ο ενδεδειγμένος τύπος ανάλυσης:

- ✓ **F= analysis of fatigue loads**, η ανάλυση δηλαδή που θα χρησιμοποιηθεί στον υπολογισμό της αντοχής έναντι **κοπώσεως**. Όπως φαίνεται και στον Πίνακα, ο συντελεστής ασφαλείας που αντιστοιχεί σε αυτές τις περιπτώσεις είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κοπώσεως, για τον οποίο θα γίνει εκτενής αναφορά στην υποπαράγραφο §A.9.3.1.2
- ✓ **U= analysis of ultimate loads**, η ανάλυση δηλαδή η σχετιζόμενη με την αντοχή των υλικών, την εκτροπή των πτερυγίων και την σταθερότητα της κατασκευής. Η κατηγορία αυτή διακρίνεται εν συνεχεία σε τρεις υποκατηγορίες όσον αφορά τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που θα χρησιμοποιηθούν. Η κατηγορία **normal (N)** για τα συνήθη φορτία που αναμένονται να εμφανίζονται με μεγάλη συχνότητα κατά την διάρκεια ζωής του έργου, η κατηγορία **abnormal (A)** για

τα ασυνήθη φορτία που είναι λιγότερο πιθανόν να εμφανιστούν και συνήθως αναφέρονται σε καταστάσεις με ταυτόχρονη εμφάνιση σχεδιαστικών σφαλμάτων και, τέλος, η κατηγορία **transport and erection (T)** που αναφέρονται σε φορτία αποκλειστικά κατά την φάση της μεταφοράς και ανέγερσης της αιολικής μηχανής. Αναλυτικά οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας παρουσιάζονται στον Πίνακα Α.3.

Παρακάτω, παρουσιάζονται συνοπτικά οι οκτώ **περιπτώσεις σχεδιασμού** που παρουσιάζονται στον Πίνακα Α.2

A.9.2.1 Παραγωγή Ενέργειας (DLC 1.1~1.5)

Σε αυτή τη φορτισιακή κατάσταση, θεωρείται πως η αιολική μηχανή είναι εν λειτουργία και συνδεδεμένη πλήρως με το ηλεκτρολογικό δίκτυο. Στους υπολογισμούς του σχεδιασμού οφείλουν να χρησιμοποιούνται αφενός η μέγιστη προβλεπόμενη μάζα, αφετέρου οι αεροδυναμικές ανισορροπίες που προσδιορίστηκαν κατά την κατασκευή του ρότορα.

Τα μοντέλα φόρτισης 1.1 και 1.2 ενσωματώνουν τις απαιτήσεις για φορτία προερχόμενα από τους ατμοσφαιρικούς στροβιλισμούς που λαμβάνουν χώρα ταυτοχρόνως με την κανονική λειτουργία μιας Α/Γ (NTM). Το μοντέλο φόρτισης 1.3, ενσωματώνει τις αξιώσεις για οριακά φορτία προερχόμενα από ακραίους στροβιλισμούς (ETM). Τέλος τα μοντέλα φόρτισης 1.4 και 1.5 προσδιορίζουν παροδικές καταστάσεις οι οποίες επελέγησαν ως πιθανές κρίσιμες καταστάσεις κατά την διάρκεια ζωής μίας αιολικής μηχανής.

A.9.2.2 Παραγωγή Ενέργειας Συνοδευόμενη Από Εμφάνιση Σφαλμάτων ή Διακοπή της Σύνδεσης με το Ηλεκτρολογικό Δίκτυο (DLC 2.1~2.4)

Στη δεύτερη κατά σειρά φορτισιακή κατάσταση, θεωρούμε πως ένα στιγμιαίο περιστατικό οφειλόμενο είτε σε κατασκευαστικό λάθος είτε σε διακοπή της ηλεκτροδότησης, λαμβάνει χώρα κατά την κανονική λειτουργία της Α/Γ.

Για το μοντέλο φόρτισης 2.1, η εμφάνιση σφαλμάτων σχετιζομένων με τις λειτουργίες ελέγχου ή με απώλεια της σύνδεσης με το ηλεκτρολογικό δίκτυο, θεωρείται, και συνεπώς αντιμετωπίζεται ως, φυσιολογικό γεγονός (N) ενώ αντίθετα για το μοντέλο φόρτισης 2.2, η εμφάνιση των προαναφερθέντων σφαλμάτων θεωρείται μη φυσιολογικό γεγονός (A). Για το DLC 2.3, η πιθανή εμφάνιση μίας ακραίας ριπής ανέμου (EOG), συνδυάζεται με σφάλματα του εσωτερικού ή/και εξωτερικού ηλεκτρολογικού δικτύου και θεωρείται μη φυσιολογικό γεγονός (A). Η χρονική αλληλουχία των τυχαίων αυτών περιστατικών επιλέγεται με τέτοιο τρόπο ώστε να επιτευχθεί το δυσμενέστερο δυνατό σενάριο. Τέλος, εάν το σφάλμα ή η απώλεια της σύνδεσης με το ηλεκτρολογικό δίκτυο, δεν είναι ικανά να οδηγήσουν σε μία άμεση διακοπή της παραγωγικής διαδικασίας από την Α/Γ, ενώ ταυτοχρόνως, τα μεταγενέστερα φορτία οδηγούν σε αξιοσημείωτη φθορά εκ κοπώσεως, τότε η πιθανή διάρκεια αυτής της κατάστασης υπό φυσιολογικές συνθήκες στροβιλισμού (NTM) υπολογίζονται βάσει του μοντέλου φόρτισης 2.4(*).

A.9.2.3 Εκκίνηση (DLC 3.1~3.3)

Η τρίτη κατά σειρά φορτισιακή κατάσταση, περιλαμβάνει όλες τις διαδοχικές καταστάσεις από τις οποίες διέρχεται η αιολική μηχανή όταν από στάσιμη, ή όπως την ονομάζει ο IEC61400-1 «παρκαρισμένη ή τεμπέλικη», κατάσταση οδηγείται σε φάση παραγωγής ενέργειας. Το πλήθος αυτών των φάσεων, θα πρέπει να προσδιοριστεί βάσει της συμπεριφοράς των συστημάτων ελέγχου.

A.9.2.4 Φυσιολογική Διακοπή Λειτουργίας (DLC 4.1~4.2)

Όπως υποδηλώνει και το όνομά της, η τέταρτη φορτισιακή κατάσταση περιλαμβάνει τις φάσεις από τις οποίες περνάει η αιολική μηχανή όταν από παραγωγική λειτουργία μεταβαίνει σε στάσιμη κατάσταση, με φυσιολογικό όμως τρόπο. Όπως και στην αντίστροφη διαδικασία της εκκίνησης, το πλήθος και η φύση αυτών των φάσεων μένει να προσδιορισθεί βάσει της συμπεριφοράς των συστημάτων ελέγχου.

A.9.2.5 Απότομη Διακοπή Λειτουργίας (DLC 5.1)

Για την φορτισιακή αυτή κατάσταση, ο ευρωκώδικας 61400-1 δεν παρέχει περαιτέρω πληροφορίες. Όλα τα επιμέρους ζητήματα, οφείλουν να επιλυθούν από τον μελετητή.

A.9.2.6 Στάσιμη Κατάσταση (DLC 6.1~6.4)

Σε αυτή τη φορτισιακή κατάσταση, ο ρότορας της ακινητοποιημένης Α/Γ βρίσκεται επίσης σε αδρανειακή κατάσταση. Στα μοντέλα φόρτισης 6.1, 6.2 και 6.3 δεχόμαστε ως εξωτερικές συνθήκες το μοντέλο ακραίας ανεμικής ταχύτητας (EWM) ενώ αντίθετα στο DLC 6.4 θεωρούμε μοντέλο κανονικού στροβιλισμού (NTM).

Όπως αναλύθηκε στην υποπαράγραφο §A.6.2.1, το EWM διακρίνεται σε σταθερό μοντέλο και σε μοντέλο στροβιλισμού. Εάν χρησιμοποιηθεί το μοντέλο στροβιλισμού τότε η απόκριση της κατασκευής πρέπει να προσδιορισθεί μέσω μίας πλήρους δυναμικής προσέγγισης ή μέσω μίας ψευδό-σταθερής ανάλυσης κάνοντας τις απαιτούμενες διορθώσεις για τις ανεμικές ριπές. Αντιθέτως, εάν επιλεγεί το σταθερό μοντέλο, η πλήρης δυναμική ανάλυση απορρίπτεται και ως μόνη λύση προτείνεται η προαναφερθείσα ψευδό-σταθερή ανάλυση.

A.9.2.7 Στάσιμη Κατάσταση Συνοδευόμενη από Εμφάνιση Σφαλμάτων(DLC 7.1)

Αποκλίσεις από την αναμενόμενη απόκριση μίας ακινητοποιημένης Α/Γ οφειλόμενες είτε σε σφάλματα του ηλεκτρολογικού δικτύου είτε σε οποιαδήποτε άλλη αιτία, χρήζουν περαιτέρω ανάλυσης. Η φορτισιακή κατάσταση λόγω σφαλμάτων, οφείλει να συνδυαστεί με τις εξωτερικές συνθήκες EWM για μία περίοδο επανεμφάνισης $T=1$ έτος.

A.9.2.8 Μεταφορά, Ανέγερση, Συντήρηση & Επισκευές (DLC 8.1~8.2)

Στο μοντέλο φόρτισης 8.1, ο κατασκευαστής οφείλει να λάβει υπ' όψιν όλες τις ανεμικές συνθήκες και τις δράσεις τις προκαλούμενες από μεταφορά, ανέγερση, συντήρηση και επισκευές. Ωστόσο, οι μέγιστες εξωτερικές ανεμικές συνθήκες, λαμβάνονται υπ' όψιν μόνο εφόσον προκαλούν αξιοσημείωτες δράσεις επί της Α/Γ. Ο κατασκευαστής υποχρεούται να προβλέψει ένα σημαντικό περιθώριο μεταξύ των προκαθορισμένων συνθηκών και των εξωτερικών ανεμικών συνθηκών προκειμένου να προσδώσει ένα αποδεκτό επίπεδο ασφαλείας. Μία μέθοδος ώστε να επιτευχθεί το επιδιωκόμενο περιθώριο ασφαλείας είναι να προστεθούν 5m/s στη σταθερή ανεμική ταχύτητα.

Επιπροσθέτως, το DLC 8.2 οφείλει να συμπεριλάβει όλες τις καταστάσεις μεταφοράς, συνδεσμολογίας, συντήρησης και επισκευών με χρονική διάρκεια μεγαλύτερη της μίας εβδομάδας. Ενδεχομένως να χρειαστεί να μελετηθούν καταστάσεις όπως ένας υπό κατασκευή πύργος, ένας πύργος χωρίς τη nacelle αλλά και η τουρμπίνα χωρίς ένα ή περισσότερα πτερύγια.

A.9.3 Ανάλυση Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας

Όπως σε όλα τα έργα του Πολιτικού Μηχανικού, έτσι και κατά τον σχεδιασμό και διαστασιολόγηση των μεμονωμένων αιολικών μηχανών, υπεισέρχονται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ώστε να συμβάλλουν στην εξάλειψη των αβεβαιοτήτων στον υπολογισμό των φορτίων, στην επιλογή των υλικών και της μεθόδου ανάλυσης, πάντοτε με δέος μπροστά στα αποτελέσματα μίας πιθανής αστοχίας. Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, εισχωρούν στους υπολογισμούς μέσω των γνώριμων εξισώσεων:

$$F_d = \gamma_f F_k \quad (\text{A.23})$$

όπου

ως F_d ορίζουμε την τιμή σχεδιασμού για τα αθροιστικά εσωτερικά φορτία ή για την απόκριση της κατασκευής σε πολλαπλές ταυτόχρονες δράσεις για μία δεδομένη φορτισιακή κατάσταση

ως γ_f ορίζουμε τον επιμέρους συντελεστή ασφαλείας για τα φορτία

ως F_k ορίζουμε την χαρακτηριστική τιμή για το φορτίο

αλλά και

$$f_d = \frac{1}{\gamma_m} f_k \quad (\text{A.24})$$

όπου

ως f_d ορίζουμε τις τιμές σχεδιασμού για τις αντοχές των υλικών

ως γ_m ορίζουμε τον επιμέρους συντελεστή ασφαλείας για τα υλικά

ως f_k ορίζουμε τις χαρακτηριστικές τιμές για τις ιδιότητες των υλικών

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τα φορτία που ορίζονται στα πλαίσια του ευρωκώδικα 61400-1, λαμβάνουν υπ' όψιν τους αφενός τις δυσμενείς αποκλίσεις των φορτίων από τις χαρακτηριστικές τους τιμές, αφετέρου τις αβεβαιότητες όσον αφορά το επιλεγθέν φορτισιακό μοντέλο. Ανάλογα προσδιορίζονται και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τα υλικά, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις από τις χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών, τις πιθανώς ανακριβείς εκτιμήσεις για την αντίσταση μεμονωμένων μελών του φέροντος οργανισμού, τις αβεβαιότητες στην επιλογή των γεωμετρικών παραμέτρων, τις αβεβαιότητες για την σχέση μεταξύ των επιτόπιων ιδιοτήτων των υλικών με αυτές που προέκυψαν από εργοστασιακούς ελέγχους και τέλος τις αβεβαιότητες γύρω από τους συντελεστές μετατροπής.

A.9.3.1 Επιμέρους Συντελεστής Ασφαλείας για τις Επιπτώσεις της Αστοχίας

Πέραν των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας για τις δράσεις και τα υλικά, γ_f και γ_m αντίστοιχα, ο ευρωκώδικας 61400-1 ορίζει και έναν επιπλέον συντελεστή ασφαλείας, τον αποκαλούμενο επιμέρους συντελεστή ασφαλείας έναντι των συνεπειών μίας αστοχίας γ_n , προκειμένου να επιτύχει μία διάκριση μεταξύ των διαφόρων διαβαθμίσεων αστοχίας:

- ✓ Κατηγορία αστοχίας 1: στην κατηγορία αυτή ανήκουν δομικά συστατικά εξασφαλισμένης λειτουργίας (δηλαδή κατάλληλα σχεδιασμένα ώστε να αποτρέπουν αυτομάτως οποιαδήποτε ενδεχόμενη βλάβη), των οποίων μία πιθανή αστοχία δεν θα οδηγήσει σε αστοχία σημαντικού τμήματος της αιολικής μηχανής
- ✓ Κατηγορία αστοχίας 2: στην κατηγορία αυτή ανήκουν δομικά υλικά μη εξασφαλισμένης λειτουργίας, των οποίων μία πιθανή αστοχία θα οδηγήσει σε απώλεια σημαντικού τμήματος της Α/Γ
- ✓ Κατηγορία αστοχίας 3: στην κατηγορία αυτή ανήκουν μηχανολογικά στοιχεία μη εξασφαλισμένης λειτουργίας τα οποία συνδέουν τους ενεργοποιητές και τα

φρένα σε βασικά δομικά στοιχεία της κατασκευής, μέσω των οποίων τίθενται σε ισχύ απολύτως απαραίτητες λειτουργίες για την προστασία της αιολικής μηχανής.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας μίας αιολικής μηχανής, πρέπει να πραγματοποιηθούν οι ακόλουθοι τύποι ανάλυσης:

- ✓ Ανάλυση της οριακής αντοχής
- ✓ Ανάλυση της αστοχίας από κόπωση
- ✓ Ανάλυση σταθερότητας (λυγισμός κλπ.)
- ✓ Ανάλυση των κρίσιμων αποκλίσεων (όπως για παράδειγμα των πτερυγίων από τον κορμό)

Ακολουθεί μία συνοπτική παρουσίαση των τεσσάρων αναλύσεων.

A.9.3.1.1 Ανάλυση Οριακής Αντοχής

Η συνάρτηση οριακής αστοχίας, μπορεί να διαχωριστεί σε όρους έντασης και αντίστασης, S και R αντίστοιχα, οπότε η συνθήκη γίνεται:

$$\gamma_n S(F_d) \leq R(f_d) \quad (\text{A.25})$$

Η έννοια της αντίστασης R , συνήθως, ταυτίζεται με τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές σχεδιασμού των υλικών, οπότε $R(f_d) = f_d$. Επιπροσθέτως, η έννοια της έντασης S ορίζεται ως η ακραία απόκριση της κατασκευής, οπότε $S(F_d) = F_d$. Έτσι η εξίσωση (A.25) γίνεται:

$$\gamma_f F_k \leq \frac{1}{\gamma_m \gamma_n} f_k \quad (\text{A.26})$$

Σε συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν στροβιλισμούς και δίνεται ένα εύρος ανεμικών ταχυτήτων, η πιθανότητα υπέρβασης του χαρακτηριστικού φορτίου

πρέπει να προσδιορίζεται μέσω υπολογισμών , λαμβάνοντας υπ' όψιν την κατατομή της ταχύτητας του ανέμου όπως αυτή προσδιορίζεται στην υποπαράγραφο §Α.6.1.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις Δράσεις, πρέπει να είναι τουλάχιστον αυτοί του Πίνακα Α.3 που ακολουθεί:

ΔΥΣΜΕΝΗΣ ΔΡΑΣΗ			ΕΥΜΕΝΗΣ ΔΡΑΣΗ
ΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ(N)	ΑΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ(A)	ΜΕΤΑΦΟΡΑ&ΑΝΕΓΕΡΣΗ(T)	ΟΛΟΙ ΟΙ ΤΥΠΟΙ ΦΟΡΤΙΩΝ
1,35	1,10	1,50	0,90

Πίνακας Α.3: Μερικοί Συντελεστές Ασφαλείας για τις Δράσεις

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τα υλικά, προσδιορίζονται αφενός ανάλογα με την πληθώρα των εθνικών και διεθνών ελέγχων πιστοποίησης στους οποίους έχουν υποβληθεί αφετέρου με βάση την ολκιμότητα ή την ψαθυρότητά τους. Έτσι, για τα μεν όλκιμα υλικά και μόνον για τις χαρακτηριστικές ιδιότητές τους με πιθανότητα υπέρβασης 95%, ο συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται:

$$\gamma_m \geq 1,10 \quad (A.27)$$

ενώ για τα ψαθυρά υλικά με μη εξασφαλισμένη λειτουργία ο συντελεστής ασφαλείας δεν μπορεί να είναι μικρότερος από:

- ✓ 1,20 για καμπύλα τμήματα που υπόκεινται σε λυγισμό όπως ο πύργος και τα πτερύγια
- ✓ 1,30 για διάρρηξη λόγω θλίψης ή υπερβολικής έντασης (A.28)

Τέλος, για να εξάγουμε τον τελικό συντελεστή ασφαλείας για τα υλικά, θα πρέπει να συνυπολογίσουμε και τους συντελεστές κλίμακας, την ανοχή και την αποσάθρωση λόγω εξωτερικών συνθηκών.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις επιπτώσεις της αστοχίας έχουν ως εξής:

- ✓ Κατηγορία αστοχίας 1: $\gamma_n=0,90$

- ✓ Κατηγορία αστοχίας 2: $\gamma_n=1,00$
- ✓ Κατηγορία αστοχίας 3: $\gamma_n=1,30$

A.9.3.1.2 Ανάλυση Αστοχίας από Κόπωση

Οι επιπτώσεις της κόπωσης πρέπει να εκτιμηθούν χρησιμοποιώντας μία ενδεδειγμένη φόρμουλα υπολογισμού όπως είναι για παράδειγμα ο τύπος του Miner. Βάσει αυτού, το οριακό σημείο λόγω κόπωσης, επέρχεται όταν οι συσσωρευμένες φθορές υπερβαίνουν τη μονάδα. Η φόρμουλα που θα επιλεγεί, οφείλει να λαμβάνει υπ' όψιν τις επιπτώσεις τόσο από το εύρος περιοδικότητας όσο και από τα επίπεδα κύριας φόρτισης. Όλοι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (δράσεων, υλικών και επιπτώσεων της αστοχίας), πρέπει να εφαρμόζονται στις περιοδικές εντάσεις ώστε να αξιολογηθούν οι προσαυξήσεις, στην ήδη υπάρχουσα φθορά, λόγω του κάθε κύκλου κόπωσης.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις Δράσεις, τόσο για τις συνήθεις όσο και για τις ασυνήθεις καταστάσεις, πρέπει να λαμβάνεται ίσος με

$$\gamma_f=1,00 \quad (\text{A.29})$$

Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τα υλικά γ_m , πρέπει να λαμβάνεται τουλάχιστον 1,50 όταν αναφέρεται σε χαρακτηριστικές ιδιότητες με πιθανότητα επιβίωσης 50% και συντελεστή απόκλισης <15%. Όταν ο συντελεστής απόκλισης υπερβαίνει αυτή τη τιμή, ο συντελεστής ασφαλείας πρέπει να αυξάνεται αναλόγως και να μην υπολείπεται της τιμής 1,70.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις επιπτώσεις της αστοχίας έχουν ως εξής:

- ✓ Κατηγορία αστοχίας 1: $\gamma_n=0,90$
- ✓ Κατηγορία αστοχίας 2: $\gamma_n=1,00$

- ✓ Κατηγορία αστοχίας 3: $\gamma_n=1,30$

A.9.3.1.3 Ανάλυση Σταθερότητας

Τα φέροντα στοιχεία των μη εξασφαλισμένων επιμέρους μελών, πρέπει να ελέγχονται έναντι λυγισμού. Για όλα τα υπόλοιπα στοιχεία, ο ελαστικός λυγισμός υπό τα φορτία σχεδιασμού και μόνον, θεωρείται αποδεκτός. Οι συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις, τα υλικά και τις επιπτώσεις της αστοχίας λαμβάνονται όπως στην υποπαράγραφο §A.9.3.1.1.

A.9.3.1.4 Ανάλυση Κρίσιμων Αποκλίσεων

Καταρχάς αξίζει να επισημανθεί πως ο Πίνακας A.2, και κατ' επέκταση ο IEC61400-1, δεν αναφέρεται σε αποκλίσεις που μπορούν να επηρεάσουν την αξιοπιστία της αιολικής μηχανής. Η μέγιστη επιτρεπόμενη απόκλιση υπό δυσμενείς συνθήκες, προκύπτει από τις φορτισιακές συνθήκες του Πίνακα A.2 χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων. Η προκύπτουσα απόκλιση, εν συνεχεία, πολλαπλασιάζεται με τον μερικό συντελεστή ασφαλείας για τις δράσεις, τα υλικά και τις επιπτώσεις της αστοχίας.

Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις Δράσεις, λαμβάνεται από τον Πίνακα A.3.

Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τα υλικά, λαμβάνεται ίσος με 1,1 εκτός από την περίπτωση όπου οι ελαστικές συνθήκες έχουν προσδιορισθεί μέσω πειραμάτων κανονικής κλίμακας οπότε ο γ_m μπορεί να μειωθεί σε 1,0.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις επιπτώσεις της αστοχίας έχουν ως εξής:

- ✓ Κατηγορία αστοχίας 1: $\gamma_n=1,00$
- ✓ Κατηγορία αστοχίας 2: $\gamma_n=1,00$
- ✓ Κατηγορία αστοχίας 3: $\gamma_n=1,30$

ΙΔΙΑΙΤΕΡΗ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΤΟΥ IEC61400-1

Η διαστασιολόγηση μίας αιολικής μηχανής, παρά τις εμφανείς ιδιαιτερότητές της, εξακολουθεί να εμπίπτει στα όρια μίας μεταλλικής κατασκευής η οποία χρήζει θεμελίωσης. Βάσει των παραπάνω, εγείρεται το ερώτημα κατά πόσον ήταν απαραίτητη η ανάπτυξη ενός νέου, ξεχωριστού, διεθνούς προτύπου για τις Α/Γ εφόσον ο συνδυασμός των Ευρωκωδίκων 1&7, δράσεις επί των κατασκευών και γεωτεχνικός σχεδιασμός αντίστοιχα, θα μπορούσε να καλύψει το κενό. Η απάντηση στο ερώτημα αυτό είναι πως εν τέλει, ο μελετητής θα αναγκαστεί να προσφύγει σε έναν συνδυασμό των παραπάνω καθώς αφενός οι Ευρωκώδικες υστερούν στην κατηγοριοποίηση των αιολικών μηχανών βάσει της κλάσης ανέμου, αφετέρου το πρότυπο IEC δεν ασχολείται εκτενώς με την σεισμική διέγερση.

Για την επιλογή των καταστάσεων φόρτισης και των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας που θα εφαρμοσθούν επομένως, ο μελετητής έχει στα χέρια του δύο διαφορετικές εναλλακτικές:

✓ Την χρήση των καθιερωμένων προτύπων EC1 & EC7

Πιο συγκεκριμένα, η διαστασιολόγηση μπορεί να γίνει βάσει του Πίνακα 2.1 και των παραγράφων §2.4.2(12) έως 2.4.2(15) του Ευρωκώδικα 7 σε συνάφεια με ό, τι αναφέρεται και στον Πίνακα 9.2 του Ευρωκώδικα 1. Ο Ευρωκώδικας 7 ορίζει τρεις περιπτώσεις Α, Β και Γ που λαμβάνονται υπ' όψιν κατά τον σχεδιασμό. Η περίπτωση Α εμφανίζεται να είναι κρίσιμη σε περιπτώσεις απώλειας στατικής ισορροπίας και εξετάζει οριακές καταστάσεις ισορροπίας ή γενικής μετατόπισης του δομήματος, η περίπτωση Β είναι συχνά κρίσιμη για τη μελέτη αντοχής των δομικών στοιχείων της θεμελίωσης ενώ η περίπτωση Γ εφαρμόζεται όταν υπάρχει θέμα αντοχής του εδάφους. Για κάθε μία από τις περιπτώσεις σχεδιασμού λαμβάνονται διαφορετικοί μερικοί συντελεστές ενώ για κάθε θέμα σχεδιασμού μπορεί να είναι κρίσιμη διαφορετική περίπτωση. Όπως είναι λογικό, οι μερικοί συντελεστές των μονίμων δράσεων, λαμβάνουν

διαφορετική τιμή ανάλογα με το αν πρόκειται να είναι ευμενείς ή δυσμενείς για τον έλεγχο που κάθε φορά διενεργείται. Για παράδειγμα, όταν εξετάζουμε το ανασήκωμα, το οποίο υπάγεται στην περίπτωση Α, στην αξονική δράση η οποία δρα ανακουφιστικά και προέρχεται από μόνιμα φορτία, θα πρέπει να εφαρμοσθεί μερικός συντελεστής $\gamma=0,90$ ενώ στα φορτία που επιβαρύνουν την ανατροπή θα πρέπει να εφαρμοσθεί συντελεστής $\gamma=1,50$. Τέλος, προσοχή θα πρέπει να δίνεται στις ατυχηματικές καταστάσεις όπου οι μερικοί συντελεστές και για τις τρεις περιπτώσεις είναι μοναδιαίοι.

✓ **Την χρήση απευθείας του προτύπου IEC61400-1**

Περισσότερο ορθός κρίνεται ο υπολογισμός των συνδυασμών με τη φιλοσοφία του διεθνούς προτύπου IEC61400-1, μιας και όπως προαναφέρθηκε η αιολική μηχανή κατατάσσεται σε μία από τις κλάσεις ανέμου μέσω του προτύπου αυτού. Στις παραγράφους που προηγήθησαν, αναπτύχθηκαν διεξοδικά όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων στους οποίους πρέπει να υποβληθεί η κατασκευή μας. Ωστόσο, αυτό που πρέπει να καταστεί σαφές είναι ότι **σε αντίθεση με την φιλοσοφία των Ευρωκωδίκων και των Ελληνικών Κανονισμών, όπου από μία φόρτιση προκύπτει ομάδα εντατικών μεγεθών τα οποία στη συνέχεια συνδυάζονται χρήσει κατάλληλων συντελεστών, στο πρότυπο IEC εφαρμόζονται συνδυασμένες καταστάσεις φόρτισης από τις οποίες προκύπτουν εντατικά μεγέθη ήδη συνδυασμένα μεταξύ τους.**

I. $a=0.24g$

ο **Ρύθμιση Παραμέτρων:**

A (g)	0,24
Εδαφος (A, B, C, D)	A
T_1 (sec)	0,10
T_2 (sec)	0,40
Σπουδαιότητα γ_I	1,3
β_0	2,5
ζ (%)	2
η	1,323
α	1
$A*\gamma_I*1.25=$	0,240

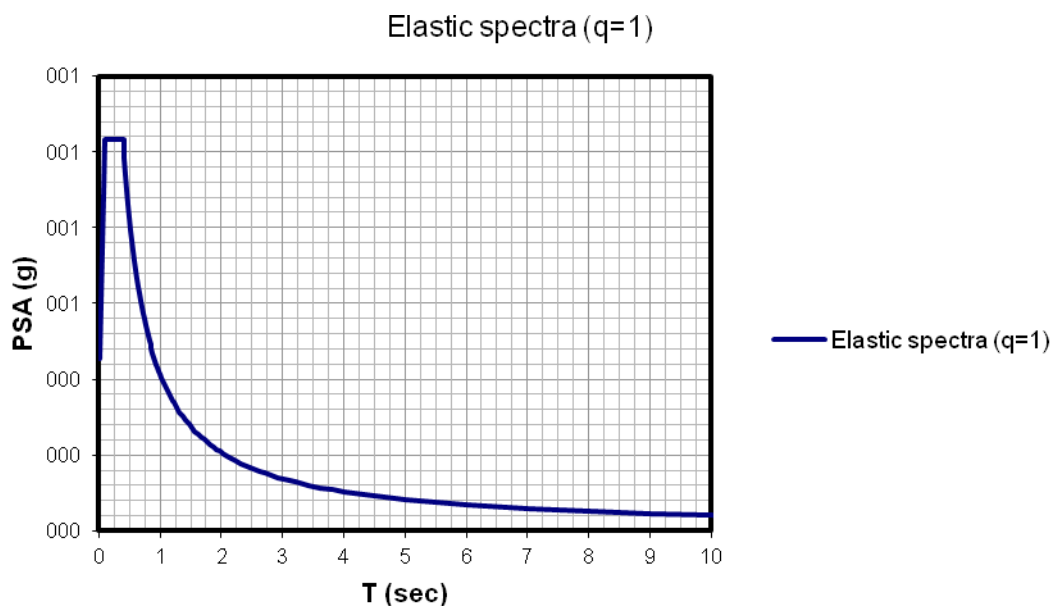
ο **Υπολογισμός Τιμών:**

	T	PSA (g)	PSA (cm/sec ²)	PSA (m/sec ²)	PSV (cm/sec)	SD (cm)
1	0,020	0,456	447,305	4,473	1,424	0,005
2	0,040	0,600	588,538	5,885	3,747	0,024
3	0,060	0,744	729,772	7,298	6,969	0,067
4	0,080	0,888	871,005	8,710	11,090	0,141
5	0,100	1,032	1012,238	10,122	16,110	0,256
6	0,120	1,032	1012,238	10,122	19,332	0,369
7	0,140	1,032	1012,238	10,122	22,554	0,503
8	0,160	1,032	1012,238	10,122	25,776	0,656
9	0,180	1,032	1012,238	10,122	28,998	0,831
10	0,200	1,032	1012,238	10,122	32,221	1,026
11	0,220	1,032	1012,238	10,122	35,443	1,241
12	0,240	1,032	1012,238	10,122	38,665	1,477
13	0,260	1,032	1012,238	10,122	41,887	1,733
14	0,280	1,032	1012,238	10,122	45,109	2,010
15	0,300	1,032	1012,238	10,122	48,331	2,308
16	0,320	1,032	1012,238	10,122	51,553	2,626
17	0,340	1,032	1012,238	10,122	54,775	2,964
18	0,360	1,032	1012,238	10,122	57,997	3,323
19	0,380	1,032	1012,238	10,122	61,219	3,702
20	0,400	1,032	1012,238	10,122	64,441	4,102
21	0,420	0,999	979,843	9,798	65,498	4,378
22	0,440	0,968	949,921	9,499	66,521	4,658
23	0,460	0,940	922,184	9,222	67,514	4,943
24	0,480	0,914	896,386	8,964	68,479	5,231
25	0,500	0,889	872,320	8,723	69,417	5,524
26	0,520	0,866	849,807	8,498	70,331	5,821

27	0,540	0,845	828,693	8,287	71,221	6,121
28	0,560	0,825	808,842	8,088	72,090	6,425
29	0,580	0,805	790,140	7,901	72,938	6,733
30	0,600	0,787	772,482	7,725	73,767	7,044
31	0,620	0,770	755,779	7,558	74,577	7,359
32	0,640	0,754	739,950	7,400	75,371	7,677
33	0,660	0,739	724,925	7,249	76,148	7,999
34	0,680	0,724	710,641	7,106	76,909	8,324
35	0,700	0,711	697,039	6,970	77,656	8,652
36	0,720	0,697	684,071	6,841	78,389	8,983
37	0,740	0,685	671,689	6,717	79,108	9,317
38	0,760	0,673	659,853	6,599	79,814	9,654
39	0,780	0,661	648,524	6,485	80,508	9,994
40	0,800	0,650	637,670	6,377	81,191	10,338
41	0,820	0,639	627,259	6,273	81,862	10,684
42	0,840	0,629	617,262	6,173	82,522	11,032
43	0,860	0,619	607,655	6,077	83,172	11,384
44	0,880	0,610	598,413	5,984	83,812	11,738
45	0,900	0,601	589,514	5,895	84,442	12,095
46	0,920	0,592	580,939	5,809	85,063	12,455
47	0,940	0,584	572,670	5,727	85,675	12,817
48	0,960	0,576	564,688	5,647	86,278	13,182
49	0,980	0,568	556,979	5,570	86,873	13,550
50	1,000	0,560	549,527	5,495	87,460	13,920
51	1,020	0,553	542,320	5,423	88,039	14,292
52	1,040	0,546	535,345	5,353	88,611	14,667
53	1,060	0,539	528,590	5,286	89,175	15,044
54	1,080	0,532	522,044	5,220	89,733	15,424
55	1,100	0,526	515,696	5,157	90,283	15,806
56	1,120	0,519	509,539	5,095	90,827	16,190
57	1,140	0,513	503,562	5,036	91,365	16,577
58	1,160	0,507	497,757	4,978	91,896	16,966
59	1,180	0,502	492,117	4,921	92,421	17,357
60	1,200	0,496	486,633	4,866	92,940	17,750
61	1,220	0,491	481,300	4,813	93,454	18,146
62	1,270	0,478	468,583	4,686	94,713	19,144
63	1,320	0,466	456,674	4,567	95,940	20,156
64	1,370	0,454	445,494	4,455	97,137	21,180
65	1,420	0,443	434,974	4,350	98,304	22,217
66	1,470	0,433	425,054	4,251	99,445	23,266
67	1,520	0,424	415,681	4,157	100,560	24,327
68	1,570	0,415	406,808	4,068	101,650	25,400
69	1,620	0,406	398,394	3,984	102,718	26,484
70	1,670	0,398	390,402	3,904	103,764	27,579
71	1,720	0,390	382,799	3,828	104,790	28,686
72	1,770	0,383	375,555	3,756	105,795	29,803
73	1,820	0,376	368,645	3,686	106,782	30,931
74	1,870	0,369	362,044	3,620	107,751	32,069

75	1,920	0,363	355,731	3,557	108,703	33,217
76	1,970	0,356	349,686	3,497	109,639	34,376
77	2,020	0,351	343,892	3,439	110,559	35,544
78	2,120	0,339	332,991	3,330	112,354	37,909
79	2,220	0,329	322,914	3,229	114,093	40,312
80	2,320	0,320	313,567	3,136	115,781	42,751
81	2,420	0,311	304,868	3,049	117,422	45,226
82	2,520	0,302	296,749	2,967	119,017	47,734
83	2,620	0,295	289,149	2,891	120,571	50,276
84	2,720	0,287	282,018	2,820	122,086	52,851
85	2,820	0,281	275,311	2,753	123,564	55,458
86	2,920	0,274	268,989	2,690	125,008	58,095
87	3,020	0,268	263,018	2,630	126,419	60,763
88	3,220	0,257	252,011	2,520	129,150	66,187
89	3,420	0,247	242,087	2,421	131,770	71,724
90	3,620	0,238	233,086	2,331	134,291	77,370
91	3,820	0,229	224,878	2,249	136,720	83,122
92	4,020	0,222	217,356	2,174	139,065	88,974
93	5,020	0,191	187,436	1,874	149,754	119,647
94	6,020	0,169	166,057	1,661	159,102	152,437
95	7,020	0,153	149,887	1,499	167,464	187,102
96	8,020	0,140	137,153	1,372	175,066	223,458
97	9,020	0,129	126,819	1,268	182,059	261,359
98	10,020	0,121	118,234	1,182	188,552	300,691
99	11,020	0,113	110,969	1,110	194,627	341,354
100	12,020	0,107	104,726	1,047	200,345	383,268

ο **Μόρφωση Ελαστικού Φάσματος Απόκρισης:**



II. a=0.36gο **Ρύθμιση Παραμέτρων:**

A (g)	0,36
Έδαφος (A, B, C, D)	A
T ₁ (sec)	0,10
T ₂ (sec)	0,40
Σπουδαιότητα γ ₁	1,3
β ₀	2,5
ζ (%)	2
η	1,323
q	1
A*γ ₁ *1.25=	0,240

ο **Υπολογισμός Τιμών:**

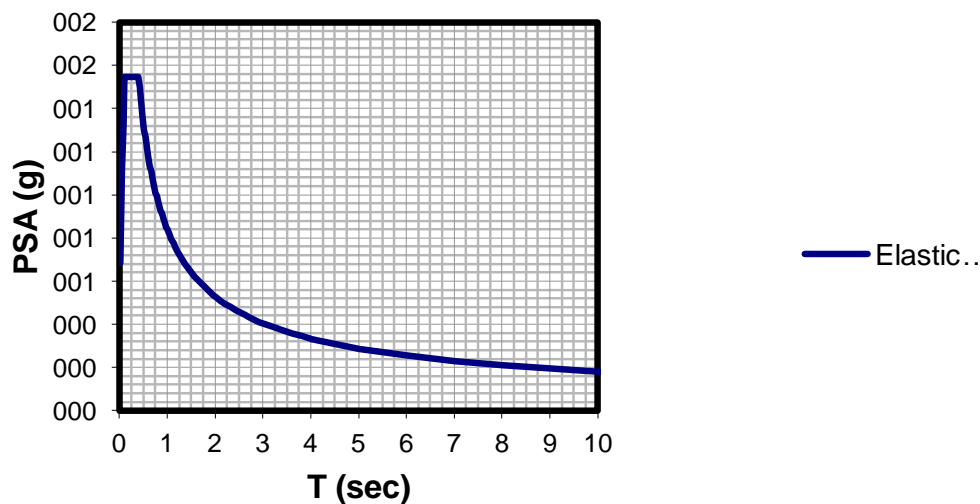
	T	PSA (g)	PSA (cm/sec ²)	PSA (m/sec ²)	PSV (cm/sec)	SD (cm)
1	0,020	0,684	670,958	6,710	2,136	0,007
2	0,040	0,900	882,808	8,828	5,620	0,036
3	0,060	1,116	1094,657	10,947	10,453	0,100
4	0,080	1,332	1306,507	13,065	16,635	0,212
5	0,100	1,548	1518,357	15,184	24,165	0,385
6	0,120	1,548	1518,357	15,184	28,998	0,554
7	0,140	1,548	1518,357	15,184	33,832	0,754
8	0,160	1,548	1518,357	15,184	38,665	0,985
9	0,180	1,548	1518,357	15,184	43,498	1,246
10	0,200	1,548	1518,357	15,184	48,331	1,538
11	0,220	1,548	1518,357	15,184	53,164	1,861
12	0,240	1,548	1518,357	15,184	57,997	2,215
13	0,260	1,548	1518,357	15,184	62,830	2,600
14	0,280	1,548	1518,357	15,184	67,663	3,015
15	0,300	1,548	1518,357	15,184	72,496	3,461
16	0,320	1,548	1518,357	15,184	77,329	3,938
17	0,340	1,548	1518,357	15,184	82,162	4,446
18	0,360	1,548	1518,357	15,184	86,995	4,984
19	0,380	1,548	1518,357	15,184	91,829	5,554
20	0,400	1,548	1518,357	15,184	96,662	6,154
21	0,420	1,498	1469,764	14,698	98,247	6,567
22	0,440	1,452	1424,882	14,249	99,782	6,988
23	0,460	1,410	1383,275	13,833	101,271	7,414
24	0,480	1,371	1344,579	13,446	102,718	7,847
25	0,500	1,334	1308,480	13,085	104,126	8,286
26	0,520	1,299	1274,711	12,747	105,496	8,731

27	0,540	1,267	1243,039	12,430	106,831	9,181
28	0,560	1,237	1213,264	12,133	108,134	9,638
29	0,580	1,208	1185,210	11,852	109,407	10,099
30	0,600	1,181	1158,723	11,587	110,650	10,566
31	0,620	1,156	1133,669	11,337	111,866	11,038
32	0,640	1,131	1109,926	11,099	113,056	11,516
33	0,660	1,108	1087,388	10,874	114,222	11,998
34	0,680	1,087	1065,961	10,660	115,364	12,485
35	0,700	1,066	1045,559	10,456	116,484	12,977
36	0,720	1,046	1026,106	10,261	117,583	13,474
37	0,740	1,027	1007,533	10,075	118,662	13,975
38	0,760	1,009	989,779	9,898	119,721	14,481
39	0,780	0,992	972,786	9,728	120,763	14,992
40	0,800	0,975	956,505	9,565	121,786	15,506
41	0,820	0,959	940,888	9,409	122,793	16,025
42	0,840	0,944	925,893	9,259	123,783	16,549
43	0,860	0,929	911,482	9,115	124,758	17,076
44	0,880	0,915	897,619	8,976	125,717	17,608
45	0,900	0,901	884,271	8,843	126,663	18,143
46	0,920	0,888	871,409	8,714	127,594	18,683
47	0,940	0,876	859,004	8,590	128,512	19,226
48	0,960	0,863	847,032	8,470	129,417	19,773
49	0,980	0,852	835,468	8,355	130,309	20,325
50	1,000	0,840	824,291	8,243	131,190	20,880
51	1,020	0,829	813,480	8,135	132,059	21,438
52	1,040	0,819	803,017	8,030	132,916	22,000
53	1,060	0,808	792,885	7,929	133,763	22,566
54	1,080	0,798	783,065	7,831	134,599	23,136
55	1,100	0,789	773,545	7,735	135,425	23,709
56	1,120	0,779	764,308	7,643	136,241	24,285
57	1,140	0,770	755,343	7,553	137,047	24,865
58	1,160	0,761	746,635	7,466	137,844	25,449
59	1,180	0,752	738,175	7,382	138,631	26,035
60	1,200	0,744	729,950	7,299	139,410	26,625
61	1,220	0,736	721,950	7,220	140,180	27,219
62	1,270	0,716	702,875	7,029	142,070	28,716
63	1,320	0,698	685,012	6,850	143,910	30,233
64	1,370	0,681	668,242	6,682	145,705	31,770
65	1,420	0,665	652,462	6,525	147,456	33,325
66	1,470	0,650	637,581	6,376	149,167	34,899
67	1,520	0,636	623,522	6,235	150,840	36,490
68	1,570	0,622	610,212	6,102	152,476	38,100
69	1,620	0,609	597,591	5,976	154,077	39,726
70	1,670	0,597	585,602	5,856	155,647	41,369
71	1,720	0,585	574,198	5,742	157,185	43,029
72	1,770	0,574	563,333	5,633	158,693	44,705
73	1,820	0,564	552,968	5,530	160,174	46,396
74	1,870	0,554	543,066	5,431	161,627	48,103

75	1,920	0,544	533,597	5,336	163,055	49,826
76	1,970	0,535	524,529	5,245	164,458	51,564
77	2,020	0,526	515,838	5,158	165,838	53,316
78	2,120	0,509	499,486	4,995	168,531	56,864
79	2,220	0,494	484,371	4,844	171,140	60,468
80	2,320	0,479	470,351	4,704	173,672	64,127
81	2,420	0,466	457,303	4,573	176,132	67,838
82	2,520	0,454	445,123	4,451	178,526	71,601
83	2,620	0,442	433,724	4,337	180,857	75,415
84	2,720	0,431	423,027	4,230	183,129	79,277
85	2,820	0,421	412,966	4,130	185,346	83,187
86	2,920	0,411	403,483	4,035	187,512	87,143
87	3,020	0,402	394,526	3,945	189,628	91,144
88	3,220	0,385	378,016	3,780	193,725	99,280
89	3,420	0,370	363,131	3,631	197,656	107,586
90	3,620	0,356	349,630	3,496	201,436	116,055
91	3,820	0,344	337,317	3,373	205,079	124,682
92	4,020	0,332	326,034	3,260	208,598	133,461
93	5,020	0,287	281,154	2,812	224,630	179,470
94	6,020	0,254	249,086	2,491	238,653	228,656
95	7,020	0,229	224,831	2,248	251,196	280,653
96	8,020	0,210	205,730	2,057	262,598	335,187
97	9,020	0,194	190,229	1,902	273,088	392,039
98	10,020	0,181	177,352	1,774	282,829	451,036
99	11,020	0,170	166,453	1,665	291,941	512,031
100	12,020	0,160	157,088	1,571	300,517	574,901

ο **Μόρφωση Ελαστικού Φάσματος Απόκρισης:**

Elastic spectra ($q=1$)



I. $a=0.24g$

Οριζόντιο Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης

ο **Ρύθμιση Παραμέτρων:**

A (g)	0,24
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	A
T_B (sec)	0,15
T_C (sec)	0,4
T_D (sec)	2,0
ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ γ	1,4
$\zeta\%$	2
η	1,1952286
q	1
S	1
$a_g * S$	0,336

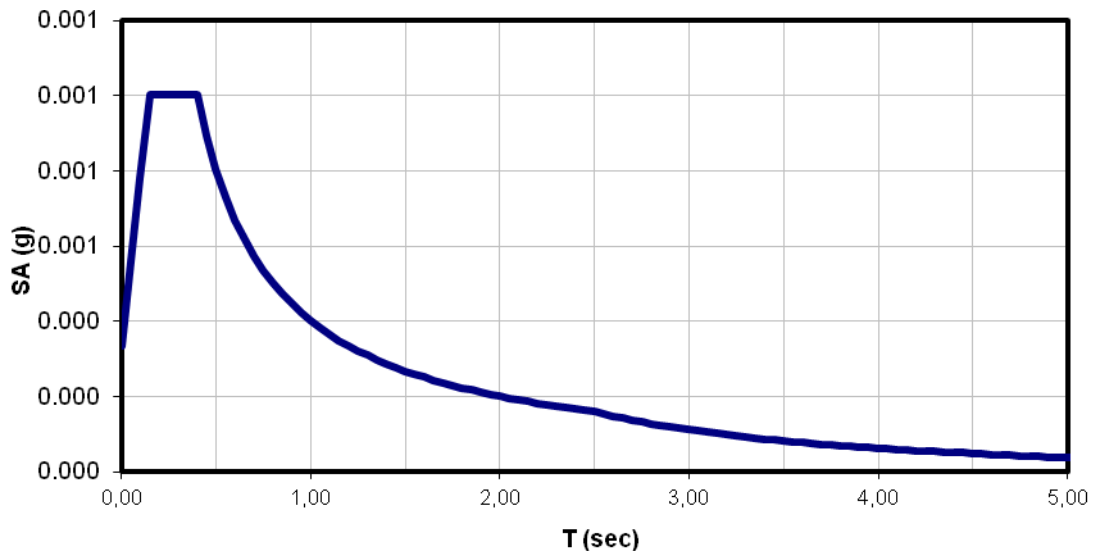
ο **Υπολογισμός Τιμών:**

T	SAel (g)	SAel(m/sec ²)	Svel (m/sec)	SDel (m)	SDel (cm)
0,00	0,336	3,296	0,000	0,000	0,000
0,05	0,559	5,480	0,044	0,000	0,035
0,10	0,781	7,665	0,122	0,002	0,194
0,15	1,004	9,849	0,235	0,006	0,561
0,20	1,004	9,849	0,314	0,010	0,998
0,25	1,004	9,849	0,392	0,016	1,559
0,30	1,004	9,849	0,470	0,022	2,245
0,35	1,004	9,849	0,549	0,031	3,056
0,40	1,004	9,849	0,627	0,040	3,992
0,45	0,892	8,755	0,627	0,045	4,491
0,50	0,803	7,879	0,627	0,050	4,990
0,55	0,730	7,163	0,627	0,055	5,489
0,60	0,669	6,566	0,627	0,060	5,988
0,65	0,618	6,061	0,627	0,065	6,487
0,70	0,574	5,628	0,627	0,070	6,986
0,75	0,535	5,253	0,627	0,075	7,484
0,80	0,502	4,925	0,627	0,080	7,983
0,85	0,472	4,635	0,627	0,085	8,482
0,90	0,446	4,377	0,627	0,090	8,981
0,95	0,423	4,147	0,627	0,095	9,480

1,00	0,402	3,940	0,627	0,100	9,979
1,05	0,382	3,752	0,627	0,105	10,478
1,10	0,365	3,582	0,627	0,110	10,977
1,15	0,349	3,426	0,627	0,115	11,476
1,20	0,335	3,283	0,627	0,120	11,975
1,25	0,321	3,152	0,627	0,125	12,474
1,30	0,309	3,031	0,627	0,130	12,973
1,35	0,297	2,918	0,627	0,135	13,472
1,40	0,287	2,814	0,627	0,140	13,971
1,45	0,277	2,717	0,627	0,145	14,470
1,50	0,268	2,626	0,627	0,150	14,969
1,55	0,259	2,542	0,627	0,155	15,468
1,60	0,251	2,462	0,627	0,160	15,967
1,65	0,243	2,388	0,627	0,165	16,466
1,70	0,236	2,317	0,627	0,170	16,965
1,75	0,229	2,251	0,627	0,175	17,464
1,80	0,223	2,189	0,627	0,180	17,963
1,85	0,217	2,130	0,627	0,185	18,462
1,90	0,211	2,074	0,627	0,190	18,961
1,95	0,206	2,020	0,627	0,195	19,460
2,00	0,201	1,970	0,627	0,200	19,959
2,05	0,191	1,875	0,612	0,200	19,959
2,10	0,182	1,787	0,597	0,200	19,959
2,15	0,174	1,705	0,583	0,200	19,959
2,20	0,166	1,628	0,570	0,200	19,959
2,25	0,159	1,556	0,557	0,200	19,959
2,30	0,152	1,489	0,545	0,200	19,959
2,35	0,145	1,427	0,534	0,200	19,959
2,40	0,139	1,368	0,523	0,200	19,959
2,45	0,134	1,313	0,512	0,200	19,959
2,50	0,129	1,261	0,502	0,200	19,959
2,55	0,124	1,212	0,492	0,200	19,959
2,60	0,119	1,166	0,482	0,200	19,959
2,65	0,114	1,122	0,473	0,200	19,959
2,70	0,110	1,081	0,464	0,200	19,959
2,75	0,106	1,042	0,456	0,200	19,959
2,80	0,102	1,005	0,448	0,200	19,959
2,85	0,099	0,970	0,440	0,200	19,959
2,90	0,096	0,937	0,432	0,200	19,959
2,95	0,092	0,905	0,425	0,200	19,959
3,00	0,089	0,875	0,418	0,200	19,959
3,05	0,086	0,847	0,411	0,200	19,959
3,10	0,084	0,820	0,405	0,200	19,959
3,15	0,081	0,794	0,398	0,200	19,959
3,20	0,078	0,769	0,392	0,200	19,959
3,25	0,076	0,746	0,386	0,200	19,959
3,30	0,074	0,724	0,380	0,200	19,959
3,35	0,072	0,702	0,374	0,200	19,959
3,40	0,069	0,682	0,369	0,200	19,959
3,45	0,067	0,662	0,363	0,200	19,959

3,50	0,066	0,643	0,358	0,200	19,959
3,55	0,064	0,625	0,353	0,200	19,959
3,60	0,062	0,608	0,348	0,200	19,959
3,65	0,060	0,591	0,344	0,200	19,959
3,70	0,059	0,576	0,339	0,200	19,959
3,75	0,057	0,560	0,334	0,200	19,959
3,80	0,056	0,546	0,330	0,200	19,959
3,85	0,054	0,532	0,326	0,200	19,959
3,90	0,053	0,518	0,322	0,200	19,959
3,95	0,051	0,505	0,317	0,200	19,959
4,00	0,050	0,492	0,314	0,200	19,959

ο **Μόρφωση Ελαστικού Φάσματος Απόκρισης:**



Κατακόρυφο Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης

ο **Ρύθμιση Παραμέτρων:**

A (g)	0,24
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	A
T _B (sec)	0,05
T _C (sec)	0,15
T _D (sec)	1
ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ γ	1,4
ζ%	2
η	1,1952286
q	1
S	1
a _{vg} * S	0,3024

ο Υπολογισμός Τιμών:

T	SAel (g)	SAel(m/sec ²)	Svel (m/sec)	SDel (m)	SDel (cm)
0,00	0,302	2,967	0,000	0,000	0,000
0,05	1,084	10,637	0,085	0,001	0,067
0,10	1,084	10,637	0,169	0,003	0,269
0,15	1,084	10,637	0,254	0,006	0,606
0,20	0,813	7,978	0,254	0,008	0,808
0,25	0,651	6,382	0,254	0,010	1,010
0,30	0,542	5,319	0,254	0,012	1,212
0,35	0,465	4,559	0,254	0,014	1,415
0,40	0,407	3,989	0,254	0,016	1,617
0,45	0,361	3,546	0,254	0,018	1,819
0,50	0,325	3,191	0,254	0,020	2,021
0,55	0,296	2,901	0,254	0,022	2,223
0,60	0,271	2,659	0,254	0,024	2,425
0,65	0,250	2,455	0,254	0,026	2,627
0,70	0,232	2,279	0,254	0,028	2,829
0,75	0,217	2,127	0,254	0,030	3,031
0,80	0,203	1,994	0,254	0,032	3,233
0,85	0,191	1,877	0,254	0,034	3,435
0,90	0,181	1,773	0,254	0,036	3,637
0,95	0,171	1,680	0,254	0,038	3,840

1,00	0,163	1,596	0,254	0,040	4,042
1,05	0,148	1,447	0,242	0,040	4,042
1,10	0,134	1,319	0,231	0,040	4,042
1,15	0,123	1,206	0,221	0,040	4,042
1,20	0,113	1,108	0,212	0,040	4,042
1,25	0,104	1,021	0,203	0,040	4,042
1,30	0,096	0,944	0,195	0,040	4,042
1,35	0,089	0,875	0,188	0,040	4,042
1,40	0,083	0,814	0,181	0,040	4,042
1,45	0,077	0,759	0,175	0,040	4,042
1,50	0,072	0,709	0,169	0,040	4,042
1,55	0,068	0,664	0,164	0,040	4,042
1,60	0,064	0,623	0,159	0,040	4,042
1,65	0,060	0,586	0,154	0,040	4,042
1,70	0,056	0,552	0,149	0,040	4,042
1,75	0,053	0,521	0,145	0,040	4,042
1,80	0,050	0,492	0,141	0,040	4,042
1,85	0,048	0,466	0,137	0,040	4,042
1,90	0,045	0,442	0,134	0,040	4,042
1,95	0,043	0,420	0,130	0,040	4,042
2,00	0,041	0,399	0,127	0,040	4,042
2,05	0,039	0,380	0,124	0,040	4,042
2,10	0,037	0,362	0,121	0,040	4,042
2,15	0,035	0,345	0,118	0,040	4,042
2,20	0,034	0,330	0,115	0,040	4,042
2,25	0,032	0,315	0,113	0,040	4,042
2,30	0,031	0,302	0,110	0,040	4,042
2,35	0,029	0,289	0,108	0,040	4,042
2,40	0,028	0,277	0,106	0,040	4,042
2,45	0,027	0,266	0,104	0,040	4,042
2,50	0,026	0,255	0,102	0,040	4,042
2,55	0,025	0,245	0,100	0,040	4,042
2,60	0,024	0,236	0,098	0,040	4,042
2,65	0,023	0,227	0,096	0,040	4,042
2,70	0,022	0,219	0,094	0,040	4,042
2,75	0,022	0,211	0,092	0,040	4,042
2,80	0,021	0,204	0,091	0,040	4,042
2,85	0,020	0,196	0,089	0,040	4,042
2,90	0,019	0,190	0,088	0,040	4,042
2,95	0,019	0,183	0,086	0,040	4,042
3,00	0,018	0,177	0,085	0,040	4,042
3,05	0,017	0,172	0,083	0,040	4,042
3,10	0,017	0,166	0,082	0,040	4,042
3,15	0,016	0,161	0,081	0,040	4,042
3,20	0,016	0,156	0,079	0,040	4,042
3,25	0,015	0,151	0,078	0,040	4,042
3,30	0,015	0,147	0,077	0,040	4,042
3,35	0,014	0,142	0,076	0,040	4,042
3,40	0,014	0,138	0,075	0,040	4,042
3,45	0,014	0,134	0,074	0,040	4,042

3,50	0,013	0,130	0,073	0,040	4,042
3,55	0,013	0,127	0,072	0,040	4,042
3,60	0,013	0,123	0,071	0,040	4,042
3,65	0,012	0,120	0,070	0,040	4,042
3,70	0,012	0,117	0,069	0,040	4,042
3,75	0,012	0,113	0,068	0,040	4,042
3,80	0,011	0,110	0,067	0,040	4,042
3,85	0,011	0,108	0,066	0,040	4,042
3,90	0,011	0,105	0,065	0,040	4,042
3,95	0,010	0,102	0,064	0,040	4,042
4,00	0,010	0,100	0,063	0,040	4,042

II. $a=0.36g$

Οριζόντιο Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης

ο **Ρύθμιση Παραμέτρων:**

A (g)	0,36
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	A
T_B (sec)	0,15
T_C (sec)	0,4
T_D (sec)	2
ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑ γ	1,4
$\zeta\%$	2
η	1,1952286
q	1
S	1
$a_g * S$	0,504

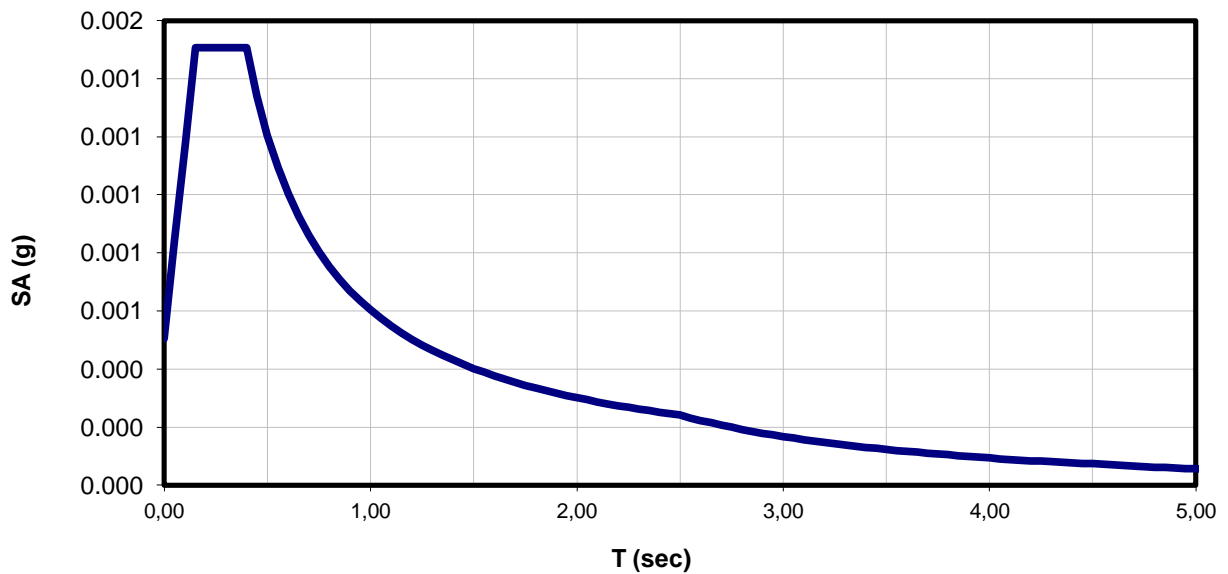
ο **Υπολογισμός Τιμών:**

T	SAel (g)	SAel(m/sec ²)	Svel (m/sec)	SDel (m)	SDel (cm)
0,00	0,504	4,944	0,000	0,000	0,000
0,05	0,838	8,221	0,065	0,001	0,052
0,10	1,172	11,497	0,183	0,003	0,291
0,15	1,506	14,774	0,353	0,008	0,842
0,20	1,506	14,774	0,470	0,015	1,497
0,25	1,506	14,774	0,588	0,023	2,339
0,30	1,506	14,774	0,705	0,034	3,368
0,35	1,506	14,774	0,823	0,046	4,584
0,40	1,506	14,774	0,941	0,060	5,988
0,45	1,339	13,132	0,941	0,067	6,736
0,50	1,205	11,819	0,941	0,075	7,484
0,55	1,095	10,745	0,941	0,082	8,233
0,60	1,004	9,849	0,941	0,090	8,981
0,65	0,927	9,092	0,941	0,097	9,730
0,70	0,861	8,442	0,941	0,105	10,478
0,75	0,803	7,879	0,941	0,112	11,227
0,80	0,753	7,387	0,941	0,120	11,975
0,85	0,709	6,952	0,941	0,127	12,724
0,90	0,669	6,566	0,941	0,135	13,472
0,95	0,634	6,221	0,941	0,142	14,220

1,00	0,602	5,909	0,941	0,150	14,969
1,05	0,574	5,628	0,941	0,157	15,717
1,10	0,548	5,372	0,941	0,165	16,466
1,15	0,524	5,139	0,941	0,172	17,214
1,20	0,502	4,925	0,941	0,180	17,963
1,25	0,482	4,728	0,941	0,187	18,711
1,30	0,463	4,546	0,941	0,195	19,460
1,35	0,446	4,377	0,941	0,202	20,208
1,40	0,430	4,221	0,941	0,210	20,957
1,45	0,415	4,076	0,941	0,217	21,705
1,50	0,402	3,940	0,941	0,225	22,453
1,55	0,389	3,813	0,941	0,232	23,202
1,60	0,376	3,693	0,941	0,240	23,950
1,65	0,365	3,582	0,941	0,247	24,699
1,70	0,354	3,476	0,941	0,254	25,447
1,75	0,344	3,377	0,941	0,262	26,196
1,80	0,335	3,283	0,941	0,269	26,944
1,85	0,326	3,194	0,941	0,277	27,693
1,90	0,317	3,110	0,941	0,284	28,441
1,95	0,309	3,031	0,941	0,292	29,189
2,00	0,301	2,955	0,941	0,299	29,938
2,05	0,287	2,812	0,918	0,299	29,938
2,10	0,273	2,680	0,896	0,299	29,938
2,15	0,261	2,557	0,875	0,299	29,938
2,20	0,249	2,442	0,855	0,299	29,938
2,25	0,238	2,335	0,836	0,299	29,938
2,30	0,228	2,234	0,818	0,299	29,938
2,35	0,218	2,140	0,800	0,299	29,938
2,40	0,209	2,052	0,784	0,299	29,938
2,45	0,201	1,969	0,768	0,299	29,938
2,50	0,193	1,891	0,752	0,299	29,938
2,55	0,185	1,818	0,738	0,299	29,938
2,60	0,178	1,748	0,723	0,299	29,938
2,65	0,172	1,683	0,710	0,299	29,938
2,70	0,165	1,621	0,697	0,299	29,938
2,75	0,159	1,563	0,684	0,299	29,938
2,80	0,154	1,508	0,672	0,299	29,938
2,85	0,148	1,455	0,660	0,299	29,938
2,90	0,143	1,405	0,649	0,299	29,938
2,95	0,138	1,358	0,638	0,299	29,938
3,00	0,134	1,313	0,627	0,299	29,938
3,05	0,130	1,271	0,617	0,299	29,938
3,10	0,125	1,230	0,607	0,299	29,938
3,15	0,121	1,191	0,597	0,299	29,938
3,20	0,118	1,154	0,588	0,299	29,938
3,25	0,114	1,119	0,579	0,299	29,938
3,30	0,111	1,085	0,570	0,299	29,938
3,35	0,107	1,053	0,562	0,299	29,938
3,40	0,104	1,022	0,553	0,299	29,938
3,45	0,101	0,993	0,545	0,299	29,938

3,50	0,098	0,965	0,537	0,299	29,938
3,55	0,096	0,938	0,530	0,299	29,938
3,60	0,093	0,912	0,523	0,299	29,938
3,65	0,090	0,887	0,515	0,299	29,938
3,70	0,088	0,863	0,508	0,299	29,938
3,75	0,086	0,840	0,502	0,299	29,938
3,80	0,083	0,818	0,495	0,299	29,938
3,85	0,081	0,797	0,489	0,299	29,938
3,90	0,079	0,777	0,482	0,299	29,938
3,95	0,077	0,758	0,476	0,299	29,938
4,00	0,075	0,739	0,470	0,299	29,938

ο **Μόρφωση Ελαστικού Φάσματος Απόκρισης:**



1. Extreme Loads

VESTAS V90 – 2.0 MW - tower hub height 80 m – foundation loads for wind class IEC III _A	
	Extreme load case V901515
F _x (kN)	-10
F _y (kN)	-559
F _z (kN)	-2486
M _x (kNm)	48587
M _y (kNm)	-892
M _z (kNm)	-1212
γ _f (IEC 61400-1)	1.35

The load case with the highest design bending moment at base has been chosen.

2. Fatigue Loads:

2.1 Equivalent and Mean Load

VESTAS V90 – 2.0 MW - tower hub height 80 m – foundation loads for wind class IEC III _A			
	Fatigue loads for n = 10 ⁷ cycles		
	Mean load	Range m = 4	Range m = 7
F _x (kN)	-	-	-
F _y (kN)	153	196	213
F _z (kN)	-2486	118	99
M _x (kNm)	-10550	14633	16296
M _y (kNm)	-	-	-
M _z (kNm)	91	2336	2227

Partial safety factor γ_f = 1.0 according to IEC 61400-1.

m = slope of the Wöhler curve

For the foundation the mean loads have to be considered. The mean loads must be combined with either the equivalent loads or the load spectrum.

The equivalent loads given may be used only if the material property can be characterised by an S/N-curve with the same slope as given for the equivalent loads.

Οι έξι (6) πρώτοι συνδυασμοί, καθότι ανεξάρτητοι από τα σεισμικά εντατικά δεδομένα, είναι κοινοί για όλες τις περιπτώσεις που εξετάζουμε:

Συνδυασμός 1.1: $1,35 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,35 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy})$ (extreme load)

Extreme V90L71F	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	559,09
M=	48595,19
E	
Γκατακόρυφη=	0,00
Φοριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	1212,00

(χωρίς συντελεστής)	
γ=	1,35
Γκατακόρυφη=	-2486,00
γ=	1,35
Φοριζόντια =	559,09
γ=	1,35
M=	48595,19
γ=	1,35
Mz=	1212,00

Extreme V90L71F			
	bθεμελίου		18,00
Γκατακόρυφη=	-3356,10	e=	3,15
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	754,77	2.leff=	4,55
		Aeff=	143,57
M=	65603,50	be=	11,71
Md=	67641,38	le=	10,17
Mz=	1636,2	3.leff=	11,17
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	11,17
360/n	30	Fz=	-3356,10
d	4	Fh=	1102,77
		Md=	68580,98

----->

Extreme V90L71F		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοχλίας	φ	
1	30	2577,87
2	60	4669,73
3	90	5435,41
4	120	4669,73
5	150	2577,87
6	180	-279,67
7	210	-3137,22
8	240	-5229,08
9	270	-5994,76
10	300	-5229,08
11	330	-3137,22
12	360	-279,68

γ=	1,35	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,190	ok
e _{max} =	5,4	0,591

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	754,77
Rsd=	8931,18

ok

Συνδυασμός 1.2: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy})$ (extreme load)

Extreme V90L71F	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	559,09
M=	48595,19
E	
Γκατακόρυφη=	0,00
Φοριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	1212,00

(χωρίς συντελεστής)	
γ=	1,00
Γκατακόρυφη=	-2486,00
γ=	1,00
Φοριζόντια =	559,09
γ=	1,00
M=	48595,19
γ=	1,00
Mz=	1212,00

Extreme V90L71F			
Γκατακόρυφη=	-2486,00	bθεμελίου	18,00
Φοριζόντια =	559,09	e=	3,15
M=	48595,19	1.leff=b	18,00
Md=	50104,73	2.leff=	4,55
Mz=	1212	Aeff=	143,57
hθεμ=	2,7	be=	11,71
n	12	le=	7,36
360/n	30	3.leff=	9,50
d	4	1,2,3?	3
		leff=	9,50
		Fz=	-2486,00
		Fh=	869,75
		Md=	50943,52

----->

Extreme V90L71F		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοχλίας	φ	
1	30	1915,48
2	60	3469,36
3	90	4038,13
4	120	3469,36
5	150	1915,48
6	180	-207,17
7	210	-2329,81
8	240	-3883,70
9	270	-4452,46
10	300	-3883,70
11	330	-2329,81
12	360	-207,17

γ=	1,00	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,199	ok
emax=	5,4	0,592

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ		
φ	28,00	
Vsd=	559,09	ok
Rsd=	8468,54	

Συνδυασμός 1.3: $0,90 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z + 1,35 \cdot (F_{xy}, M_{xy})$ (extreme load)

A/A	Extreme V90L71F
1,3	
	Γκατακόρυφη= -2486,00
	Γοριζόντια = 559,09
	M= 48595,19
	E
	Γκατακόρυφη= 0,00
	Γοριζόντια = 0,00
	M= 0,000
	Mz= 1212,00

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	0,90
Γκατακόρυφη=	-2486,00
γ=	1,35
Γοριζόντια =	559,09
γ=	1,35
M=	48595,19
γ=	1,35
Mz=	1212,00

Extreme V90L71F			
		βθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-2237,40	e=	4,72
		1.leff=b	18,00
Γοριζόντια =	754,77	2.leff=	2,33
		Aeff=	92,73
M=	65603,50	be=	8,56
Md=	67641,38	le=	12,15
Mz=	1636,2	3.leff=	11,47
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	11,47
360/n	30	Fz=	-2237,40
d	4	Fh=	1092,16
		Md=	68552,34

----->

Extreme V90L71F		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοιλίας	φ	
1	30	2669,90
2	60	4760,89
3	90	5526,25
4	120	4760,89
5	150	2669,90
6	180	-186,45
7	210	-3042,80
8	240	-5133,79
9	270	-5899,15
10	300	-5133,79
11	330	-3042,80
12	360	-186,45

γ=	0,90	Ιβθεμ+εδάφ	13441	15207,00
		D	18,00	18,00

e=	4,782	ok
emax=	5,4	0,886

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	754,77 ok
Rsd=	7621,68

Συνδυασμός 2.1: $1,35 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,35 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy})$ (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	0,00
Φοριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	91,00

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,35
Γκατακόρυφη=	-2486,00
γ=	1,35
Φοριζόντια =	153,00
γ=	1,35
M=	10550,00
γ=	1,35
Mz=	91,00

/----->

MEAN			
Γκατακόρυφη=	-3356,10	bθεμελίου	18,00
Φοριζόντια =	206,55	e=	0,69
M=	14242,50	1.leff=b	18,00
Md=	14800,19	2.leff=	8,03
Mz=	122,85	Aeff=	217,24
hθεμ=	2,7	be=	16,62
n	12	le=	3,50
360/n	30	3.leff=	6,77
d	4	1,2,3?	3
		leff=	6,77
		Fz=	-3356,10
		Fh=	246,03
		Md=	14906,79

MEAN		
κοχλίας	φ	Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ
1	30	341,44
2	60	796,13
3	90	962,56
4	120	796,13
5	150	341,44
6	180	-279,68
7	210	-900,79
8	240	-1355,48
9	270	-1521,91
10	300	-1355,48
11	330	-900,79
12	360	-279,68

γ=	1,35	ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	0,693	ok
emax=	5,4	0,128

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	206,55
Rsd=	8931,18

ok

Συνδυασμός 2.2: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (F_{xy}, F_z, M_{xy})$ (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	0,00
Φοριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	91,00

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,00
Γκατακόρυφη=	-2486,00
γ=	1,00
Φοριζόντια =	153,00
γ=	1,00
M=	10550,00
γ=	1,00
Mz=	91,00

----->

MEAN			
		bθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-2486,00	e=	0,69
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	153,00	2.leff=	8,03
		Aeff=	217,24
M=	10550,00	be=	16,62
Md=	10963,10	le=	4,93
Mz=	91	3.leff=	8,03
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	8,03
360/n	30	Fz=	-2486,00
d	4	Fh=	177,35
		Md=	11028,83

MEAN		
κοχλίας	φ	Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ
1	30	252,37
2	60	588,77
3	90	711,90
4	120	588,77
5	150	252,37
6	180	-207,17
7	210	-666,70
8	240	-1003,10
9	270	-1126,24
10	300	-1003,10
11	330	-666,70
12	360	-207,17

γ=	1,00	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	0,692	ok
emax=	5,4	0,128

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ		
φ	28,00	
Vsd=	153,00	ok
Rsd=	8468,54	

Συνδυασμός 2.3: $0,90 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z + 1,35 \cdot (F_{xy}, M_{xy})$ (normal load)

MEAN	
Φκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Φκατακόρυφη=	0,00
Φοριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	91,00

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	0,90
Φκατακόρυφη=	-2486,00
γ=	1,35
Φοριζόντια =	153,00
γ=	1,35
M=	10550,00
γ=	1,35
Mz=	91,00

/------>

MEAN			
Φκατακόρυφη=	-2237,40	bθεμελίου	18,00
		e=	1,03
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	206,55	2.leff=	7,54
		Aeff=	198,50
M=	14242,50	be=	15,93
Md=	14800,19	le=	6,01
Mz=	122,85	3.leff=	8,65
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	8,65
360/n	30	Fz=	-2237,40
d	4	Fh=	236,89
		Md=	14882,11

		MEAN
		$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	433,64
2	60	887,57
3	90	1053,73
4	120	887,57
5	150	433,64
6	180	-186,45
7	210	-806,54
8	240	-1260,47
9	270	-1426,63
10	300	-1260,47
11	330	-806,54
12	360	-186,45

γ=	0,90	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	1,038	ok
emax=	5,4	0,192

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	206,55
Rsd=	8336,35

ok

Α. Σεισμικά Μεγέθη κατά ΕΑΚ2000, Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΖΙΙ

Συνδυασμός 2.4: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_1)$ (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Οριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	-1022,47
Οριζόντια =	815,15
M=	42412,01
Mz=	421,97

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,00
Γκατακόρυφη=	-2688,05
γ=	1,00
Οριζόντια =	829,38
γ=	1,00
M=	43704,48
γ=	1,00
Mz=	421,97

/----->

MEAN			
Γκατακόρυφη=	-2688,05	bθεμελίου	18,00
		e=	2,85
		1.leff=b	18,00
Οριζόντια =	829,38	2.leff=	4,97
		Aeff=	94,79
M=	43704,48	be=	12,30
Md=	45943,81	le=	9,72
Mz=	421,97403	3.leff=	8,65
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	8,65
360/n	30	Fz=	-2688,05
d	4	Fh=	932,63
		Md=	46222,58

		MEAN
		$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	1701,94
2	60	3111,82
3	90	3627,88
4	120	3111,82
5	150	1701,94
6	180	-224,00
7	210	-2149,95
8	240	-3559,83
9	270	-4075,89
10	300	-3559,83
11	330	-2149,95
12	360	-224,00

γ=	1,00	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	2,866	ok
emax=	5,4	0,531

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	829,38
Rsd=	8575,97

ok

Συνδυασμός 2.5: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_2)$ (αφαίρεση αξονικού) (normal load)

MEAN	
Φκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Φκατακόρυφη=	-1022,47
Φοριζόντια =	815,15
M=	42412,01
Mz=	421,97

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,00
Φκατακόρυφη=	-1463,53
γ=	1,00
Φοριζόντια =	829,38
γ=	1,00
M=	43704,48
γ=	1,00
Mz=	421,97

/----->

MEAN			
		bθεμελίου	18,00
Φκατακόρυφη=	-1463,53	e=	3,08
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	829,38	2.leff=	4,64
		Aeff=	80,09
M=	43704,48	be=	11,83
Md=	45943,81	le=	10,07
Mz=	421,97403	3.leff=	8,26
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	8,26
360/n	30	Fz=	-1463,53
d	4	Fh=	937,87
		Md=	46236,74

MEAN		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοχλίας	φ	
1	30	1804,57
2	60	3214,89
3	90	3731,10
4	120	3214,89
5	150	1804,57
6	180	-121,96
7	210	-2048,49
8	240	-3458,81
9	270	-3975,02
10	300	-3458,81
11	330	-2048,49
12	360	-121,96

γ=	1,00	ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,102	ok
emax=	5,4	0,574

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	829,38
Rsd=	7924,881

ok

Συνδυασμός 2.6: $0,90 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z \text{ (αφαίρεση Wind - } E_2) + 1,00 \cdot (F_{xy}$,

$M_{xy})$ (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	-1022,47
Φοριζόντια =	815,15
M=	42412,01
Mz=	421,97

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	0,90
Γκατακόρυφη=	-1463,53
γ=	1,00
Φοριζόντια =	829,38
γ=	1,00
M=	43704,48
γ=	1,00
Mz=	421,97

/----->

MEAN			
Γκατακόρυφη=	-1317,18	βθεμελίου	18,00
Φοριζόντια =	829,38	e=	3,43
M=	43704,48	1.leff=b	18,00
Md=	45943,81	2.leff=	4,16
Mz=	421,97403	Aeff=	57,32
hθεμ=	2,7	be=	11,15
n	12	le=	10,56
360/n	30	3.leff=	7,37
d	4	Fz=	-1317,18
		Fh=	951,78
		Md=	46274,28

		MEAN
		$F_z=(F_z/n)+(4/n*d)*M_d*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	1818,33
2	60	3229,79
3	90	3746,43
4	120	3229,79
5	150	1818,33
6	180	-109,76
7	210	-2037,86
8	240	-3449,32
9	270	-3965,96
10	300	-3449,32
11	330	-2037,86
12	360	-109,76

γ=	0,90	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,450	ok
emax=	5,4	0,639

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	829,38
Rsd=	7847,06

ok

Β. Σεισμικά Μεγέθη κατά ΕΑΚ2000, Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΖΙΙΙ

Συνδυασμός 2.4: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_1)$ (normal load)

MEAN	
Φκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Φκατακόρυφη=	-1107,72
Φοριζόντια =	882,88
M=	45946,47
Mz=	455,59

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,00
Φκατακόρυφη=	-2721,63
γ=	1,00
Φοριζόντια =	896,03
γ=	1,00
M=	47142,13
γ=	1,00
Mz=	455,59

/----->

MEAN			
		bθεμελίου	18,00
Φκατακόρυφη=	-2721,63	e=	3,07
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	896,03	2.leff=	4,66
		Aeff=	81,12
M=	47142,13	be=	11,87
Md=	49561,43	le=	10,05
Mz=	455,585019	3.leff=	8,29
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	8,29
360/n	30	Fz=	-2721,63
d	4	Fh=	1012,69
		Md=	49876,39

MEAN		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοχλίας	φ	
1	30	1851,38
2	60	3372,72
3	90	3929,56
4	120	3372,72
5	150	1851,38
6	180	-226,80
7	210	-2304,99
8	240	-3826,32
9	270	-4383,17
10	300	-3826,32
11	330	-2304,99
12	360	-226,80

γ=	1,00	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,086	ok
emax=	5,4	0,571

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ		
φ	28,00	
Vsd=	896,03	ok
Rsd=	8593,82	

Συνδυασμός 2.5: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_2)$ (αφαίρεση αξονικού) (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	-1107,72
Φοριζόντια =	882,88
M=	45946,47
Mz=	455,59

(χωρίς συνελεστές)	
γ=	1,00
Γκατακόρυφη=	-1378,28
γ=	1,00
Φοριζόντια =	896,03
γ=	1,00
M=	47142,13
γ=	1,00
Mz=	455,59

/------>

MEAN			
		βθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-1378,28	e=	3,34
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	896,03	2.leff=	4,27
		Aeff=	62,85
M=	47142,13	be=	11,31
Md=	49561,43	le=	10,45
Mz=	455,5850193	3.leff=	7,62
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	7,62
360/n	30	Fz=	-1378,28
d	4	Fh=	1023,55
		Md=	49905,72

		MEAN
		$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	1964,55
2	60	3486,78
3	90	4043,95
4	120	3486,78
5	150	1964,55
6	180	-114,86
7	210	-2194,26
8	240	-3716,49
9	270	-4273,67
10	300	-3716,49
11	330	-2194,26
12	360	-114,86

γ=	1,00	βθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,368	ok
emax=	5,4	0,624

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	896,03 ok
Rsd=	7879,549

Συνδυασμός 2.6: $0,90 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z \text{ (αφαίρεση Wind - } E_2) + 1,00 \cdot (F_{xy},$

$M_{xy}) \text{ (normal load)}$

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Γοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
Ε	
Γκατακόρυφη=	-1107,72
Γοριζόντια =	882,88
M=	45946,47
Mz=	455,59

(χωρίς συντελεστής)	
γ=	0,90
Γκατακόρυφη=	-1378,28
γ=	1,00
Γοριζόντια =	896,03
γ=	1,00
M=	47142,13
γ=	1,00
Mz=	455,59

/----->

MEAN			
		bθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-1240,45	e=	3,72
		1.leff=b	18,00
Γοριζόντια =	896,03	2.leff=	3,74
		Aeff=	36,15
M=	47142,13	be=	10,57
Md=	49561,43	le=	10,95
Mz=	455,5850193	3.leff=	6,12
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	6,12
360/n	30	Fz=	-1240,45
d	4	Fh=	1057,17
		Md=	49996,48

MEAN		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοχλίας	φ	
1	30	1979,82
2	60	3504,81
3	90	4063,00
4	120	3504,81
5	150	1979,82
6	180	-103,37
7	210	-2186,56
8	240	-3711,56
9	270	-4269,74
10	300	-3711,56
11	330	-2186,56
12	360	-103,37

γ=	0,90	lβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,749	ok
emax=	5,4	0,694

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	896,03
Rsd=	7806,27

ok

Γ. Σεισμικά Μεγέθη κατά EC8, Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΖII

Συνδυασμός 2.4: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_1)$ (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Γοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	-504,75
Γοριζόντια =	607,72
M=	18188,40
Mz=	95,10

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,00
Γκατακόρυφη=	-2536,72
γ=	1,00
Γοριζόντια =	626,69
γ=	1,00
M=	21026,66
γ=	1,00
Mz=	95,10

/----->

MEAN		bθεμελίου	
Γκατακόρυφη=	-2536,72	e=	1,42
Γοριζόντια =	626,69	1.leff=b	18,00
M=	21026,66	2.leff=	6,99
Md=	22718,72	Aeff=	177,12
Mz=	95,0959532	be=	15,16
hθεμ=	2,7	le=	7,01
n	12	3.leff=	9,05
360/n	30	1,2,3?	3
d	4	leff=	9,05
		Fz=	-2536,72
		Fh=	648,05
		Md=	22776,40

		MEAN
		$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	737,62
2	60	1432,35
3	90	1686,64
4	120	1432,35
5	150	737,62
6	180	-211,39
7	210	-1160,41
8	240	-1855,14
9	270	-2109,43
10	300	-1855,14
11	330	-1160,41
12	360	-211,39

γ=	1,00	ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	1,426	ok
emax=	5,4	0,264

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	626,69
Rsd=	8495,51

ok

Συνδυασμός 2.5: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_2)$ (αφαίρεση αξονικού) (normal load)

MEAN	
Φκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Φκατακόρυφη=	-504,75
Φοριζόντια =	607,72
M=	18188,40
Mz=	95,10

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,00
Φκατακόρυφη=	-1981,25
γ=	1,00
Φοριζόντια =	626,69
γ=	1,00
M=	21026,66
γ=	1,00
Mz=	95,10

MEAN			
		bθεμελίου	18,00
Φκατακόρυφη=	-1981,25	e=	1,47
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	626,69	2.leff=	6,92
		Aeff=	174,28
M=	21026,66	be=	15,05
Md=	22718,72	le=	7,13
Mz=	95,0959532	3.leff=	9,09
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	9,09
360/n	30	Fz=	-1981,25
d	4	Fh=	647,97
		Md=	22776,18

/----->

		MEAN
		$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	783,90
2	60	1478,62
3	90	1732,91
4	120	1478,62
5	150	783,90
6	180	-165,10
7	210	-1114,11
8	240	-1808,83
9	270	-2063,12
10	300	-1808,83
11	330	-1114,11
12	360	-165,10

γ=	1,00	lβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	1,477	ok
emax=	5,4	0,273

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ		
φ	28,00	
Vsd=	626,69	ok
Rsd=	8200,157	

Συνδυασμός 2.6: $0,90 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z \text{ (αφαίρεση Wind - } E_2) + 1,00 \cdot (F_{xy},$

$M_{xy}) \text{ (normal load)}$

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Γοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	-504,75
Γοριζόντια =	607,72
M=	18188,40
Mz=	95,10

(χωρίς συνελαστές)	
γ=	0,90
Γκατακόρυφη=	-1981,25
γ=	1,00
Γοριζόντια =	626,69
γ=	1,00
M=	21026,66
γ=	1,00
Mz=	95,10

/------>

MEAN			
		βθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-1783,13	e=	1,64
		1.leff=b	18,00
Γοριζόντια =	626,69	2.leff=	6,69
		Aeff=	165,19
M=	21026,66	be=	14,73
Md=	22718,72	le=	7,50
Mz=	95,0959532	3.leff=	9,17
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	9,17
360/n	30	Fz=	-1783,13
d	4	Fh=	647,77
		Md=	22775,63

MEAN		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοχλίας	φ	
1	30	800,39
2	60	1495,10
3	90	1749,38
4	120	1495,10
5	150	800,39
6	180	-148,59
7	210	-1097,58
8	240	-1792,28
9	270	-2046,56
10	300	-1792,28
11	330	-1097,58
12	360	-148,59

γ=	0,90	ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	1,641	ok
emax=	5,4	0,304

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ		
φ	28,00	
Vsd=	626,69	ok
Rsd=	8094,81	

Συνδυασμός 2.5: $1,00 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 1,00 \cdot (\text{Wind} + E_2)$ (αφαίρεση αξονικού) (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	-2241,55
Φοριζόντια =	936,59
M=	27218,52
Mz=	353,91

(χωρίς συνελεστές)	
γ=	1,00
Γκατακόρυφη=	-244,45
γ=	1,00
Φοριζόντια =	949,00
γ=	1,00
M=	29191,61
γ=	1,00
Mz=	353,91

/----->

MEAN			
		bθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-244,45	e=	2,32
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	949,00	2.leff=	5,72
		Aeff=	126,36
M=	29191,61	be=	13,36
Md=	31753,92	le=	8,84
Mz=	353,9103334	3.leff=	9,14
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	9,14
360/n	30	Fz=	-244,45
d	4	Fh=	1029,56
		Md=	31971,44

MEAN		
Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ		
κοχλίας	φ	
1	30	1311,77
2	60	2286,97
3	90	2643,92
4	120	2286,97
5	150	1311,77
6	180	-20,37
7	210	-1352,51
8	240	-2327,71
9	270	-2684,66
10	300	-2327,71
11	330	-1352,51
12	360	-20,37

γ=	1,00	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	2,336	ok
emax=	5,4	0,433

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	949,00
Rsd=	7276,683

ok

Συνδυασμός 2.6: $0,90 \cdot (IB \text{ θεμελίου} + IB \text{ επιχωμάτων}) + 0,90 \cdot F_z \text{ (αφαίρεση Wind - } E_2) + 1,00 \cdot (F_{xy}$,

$M_{xy})$ (normal load)

MEAN	
Γκατακόρυφη=	-2486,00
Φοριζόντια =	153,00
M=	10550,00
E	
Γκατακόρυφη=	-2241,55
Φοριζόντια =	936,59
M=	27218,52
Mz=	353,91

(χωρίς συνεστές)	
γ=	0,90
Γκατακόρυφη=	-244,45
γ=	1,00
Φοριζόντια =	949,00
γ=	1,00
M=	29191,61
γ=	1,00
Mz=	353,91

/----->

MEAN			
		bθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-220,01	e=	2,58
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	949,00	2.leff=	5,35
		Aeff=	111,18
M=	29191,61	be=	12,84
Md=	31753,92	le=	9,28
Mz=	353,9103334	3.leff=	8,96
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	8,96
360/n	30	Fz=	-220,01
d	4	Fh=	1031,25
		Md=	31975,98

		MEAN
		$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
κοχλίας	φ	
1	30	1314,00
2	60	2289,33
3	90	2646,33
4	120	2289,33
5	150	1314,00
6	180	-18,33
7	210	-1350,67
8	240	-2326,00
9	270	-2683,00
10	300	-2326,00
11	330	-1350,67
12	360	-18,33

γ=	0,90	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	2,596	ok
emax=	5,4	0,481

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	949,00
Rsd=	7263,69

ok

Συνδυασμός 1.1

Extreme V90L71F	
Γκατακόρυφη=	-38,34
Φοριζόντια =	559,09
M=	47306,45
E	
Γκατακόρυφη=	0,00
Φοριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	1212,00

(χωρίς συντελεστές)	
γ=	1,35
Γκατακόρυφη=	-38,34
γ=	1,35
Φοριζόντια =	559,09
γ=	1,35
M=	47306,45
γ=	1,35
Mz=	1212,00

Extreme V90L71F			
		bθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-51,76	e=	3,62
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	754,77	2.leff=	3,88
		Aeff=	127,70
M=	63863,71	be=	10,76
Md=	65901,59	le=	10,83
Mz=	1636,2	3.leff=	11,34
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	11,34
360/n	30	Fz=	-51,76
d	4	Fh=	1096,69
		Md=	66824,77

/----->

Extreme V90L71F		
κοχλίας	φ	$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
1	30	2780,05
2	60	4818,35
3	90	5564,42
4	120	4818,35
5	150	2780,05
6	180	-4,31
7	210	-2788,68
8	240	-4826,98
9	270	-5573,04
10	300	-4826,98
11	330	-2788,68
12	360	-4,31

γ=	1,35	ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,672	ok
emax=	5,4	0,680

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	754,77
Rsd=	7174,23

ok

Συνδυασμός 1.2

Extreme V90L71F	
Γκατακόρυφη=	-38,34
Φοριζόντια =	559,09
M=	47306,45
E	
Γκατακόρυφη=	0,00
Φοριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	1212,00

(χωρίς συνελεστές)	
γ=	1,00
Γκατακόρυφη=	-38,34
γ=	1,00
Φοριζόντια =	559,09
γ=	1,00
M=	47306,45
γ=	1,00
Mz=	1212,00

Extreme V90L71F			
		bθεμελίου	18,00
Γκατακόρυφη=	-38,34	e=	3,62
		1.leff=b	18,00
Φοριζόντια =	559,09	2.leff=	3,88
		Aeff=	127,70
M=	47306,45	be=	10,76
Md=	48815,99	le=	10,83
Mz=	1212	3.leff=	11,34
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	11,34
360/n	30	Fz=	-38,34
d	4	Fh=	812,36
		Md=	49499,83

----->

Extreme V90L71F		
κοχλίας	φ	Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*sinφ
1	30	2059,30
2	60	3569,15
3	90	4121,79
4	120	3569,15
5	150	2059,30
6	180	-3,19
7	210	-2065,69
8	240	-3575,54
9	270	-4128,18
10	300	-3575,54
11	330	-2065,69
12	360	-3,20

γ=	1,00	Ιβθεμ+εδάφ	13441
		D	18,00

e=	3,672	ok
emax=	5,4	0,680

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	754,77 ok
Rsd=	7174,23

Συνδυασμός 1.3

Extreme V90L71F	
Γκατακόρυφη=	-38,34
Οριζόντια =	559,09
M=	47306,45
E	
Γκατακόρυφη=	0,00
Οριζόντια =	0,00
M=	0,000
Mz=	1212,00

(χωρίς συνελεστές)	
γ=	0,90
Γκατακόρυφη=	-38,34
γ=	1,35
Οριζόντια =	559,09
γ=	1,35
M=	47306,45
γ=	1,35
Mz=	1212,00

Extreme V90L71F			
		bθεμελιου	18,00
Γκατακόρυφη=	-34,51	e=	5,43
		1.leff=b	18,00
Οριζόντια =	754,77	2.leff=	1,32
		Aeff=	71,53
M=	63863,71	be=	7,14
Md=	65901,59	le=	12,89
Mz=	1636,2	3.leff=	11,37
hθεμ=	2,7	1,2,3?	3
n	12	leff=	11,37
360/n	30	Fz=	-34,51
d	4	Fh=	1095,73
		Md=	66822,18

----->

Extreme V90L71F		
κοχλίας	φ	$Fz=(Fz/n)+(4/n*d)*Md*\sin\phi$
1	30	2781,38
2	60	4819,60
3	90	5565,64
4	120	4819,60
5	150	2781,38
6	180	-2,88
7	210	-2787,13
8	240	-4825,35
9	270	-5571,39
10	300	-4825,35
11	330	-2787,13
12	360	-2,88

γ=	0,90	Ιβθεμ+εδαφ	13441
		D	18,00

e=	5,308	ok
emax=	5,4	0,983

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	
φ	28,00
Vsd=	754,77
Rsd=	6450,38

ok