

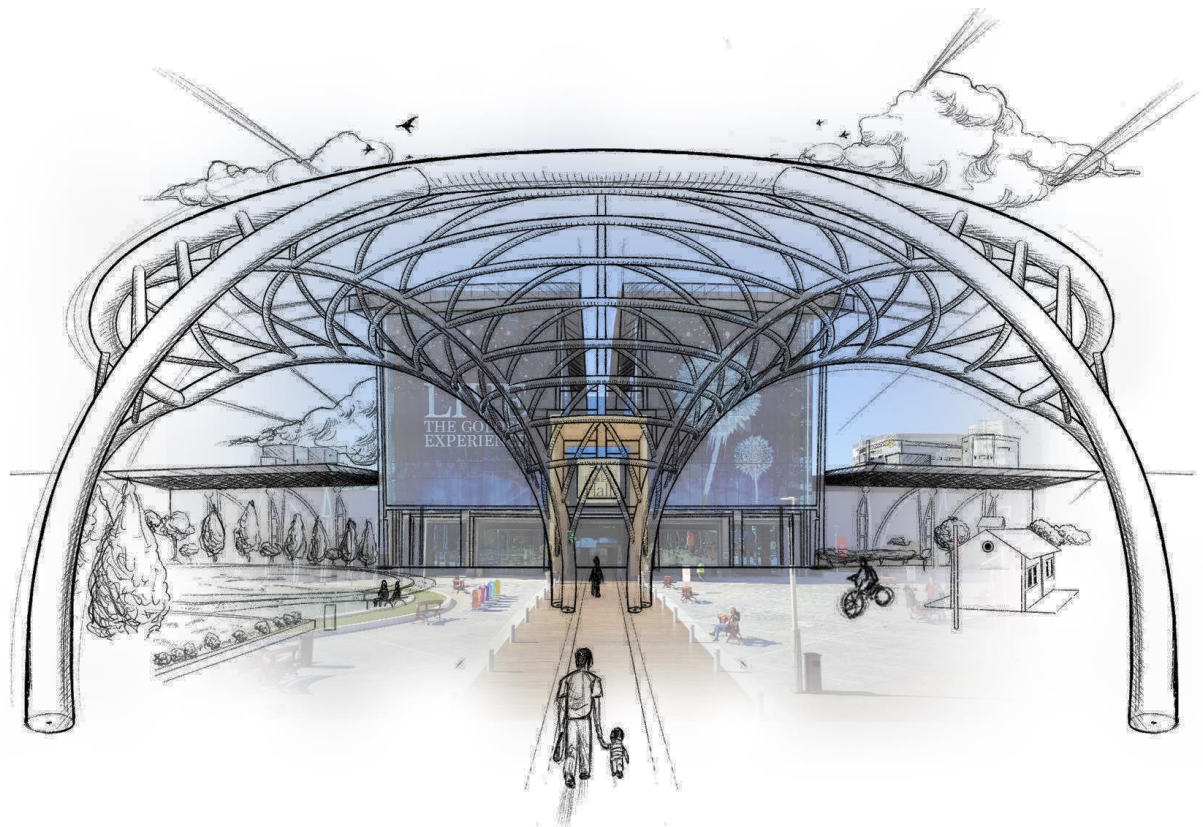


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός και Στατική Ανάλυση Ημικυκλικού Θολωτού Στεγάστρου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βασίλειος-Μίνωας Μπαμπάτσικος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/09

Μπαμπάτσικος Β. Μ. (2021)
Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός και Στατική Μελέτη Ημικυκλικού Θολωτού Στεγάστρου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/09
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Bampatsikos V.M. (2021)
Architectural Design and Static Analysis of a Semi Circular Vaulted Canopy
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/09
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα. Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author. Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	4
Abstract	6
Ευχαριστίες	8
1 Δομή της Διπλωματικής	9
2 Καμπυλωμένα Μέλη σε Όψη-Κάτοψη και Στέγαστρα ανά τον Κόσμο.....	12
2.1 Γενικά.....	12
2.2 Ιστορία.....	12
2.3 Γενικά Σχεδιαστικά Θέματα.....	16
2.3.1 Παραμένουσες Τάσεις Εξαιτίας της Καμπύλωσης	16
2.3.2 Εκτός Επιπέδου Κάμψη των Πελμάτων Λόγω της Καμπύλωσης	18
2.3.3 Υπολογισμός Μειωμένης Αντοχής Σχεδιασμού για Καμπυλωμένα Μέλη σε Όψη....	22
2.3.4 Προσομοίωση των Καμπύλων Μελών.....	23
2.3.5 Συνθήκες Στηρίξεως.....	25
2.4 Καμπυλωμένος Χάλυβας επί τω Έργω	26
2.5 Στέγαστρα Καμπυλωτής Δομής ανά τον Κόσμο.....	27
3 Περιγραφή Δομής Τεχνικού Έργου και Παρουσίαση Φορέα	30
3.1 Γενικά.....	30
3.2 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας	30
3.3 Μεταλλικός Φέροντας Οργανισμός Στεγάστρου	32
3.3.1 Περιγραφή.....	32
3.3.2 Δομικά Υλικά και Διατομές Μελών	34
4 Δράσεις Σχεδιασμού.....	37
4.1 Γενικά.....	37
4.2 Μόνιμες Δράσεις.....	38
4.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα	38
4.2.2 Ηλεκτρομηχανολογικός Εξοπλισμός	38
4.2.3 Επικάλυψη Μεταλλικού Σκελετού.....	38
4.3 Μεταβλητές Δράσεις.....	39
4.3.1 Επιβαλλόμενα Φορτία.....	40
4.3.2 Θερμοκρασιακά Φορτία.....	41
4.3.3 Φορτία Χιονιού	44
4.3.4 Φορτία Ανέμου.....	52
4.4 Σεισμικές Δράσεις.....	68
4.4.1 Κανονισμός Υπολογισμού Σεισμικών Δράσεων	69
4.4.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων	73
5 Προσομοίωση Ροής Ανέμου σε Λογισμικό Υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής	75
5.1 Γενικά.....	75
5.2 Σχεδιασμός Φορέα σε Λογισμικό CAD	76
5.3 Εισαγωγή Φορέα στο CFD και Ορισμός Παραμέτρων Προσομοίωσης	78
5.4 Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	83
5.4.1 Διεύθυνση X – Μοντέλο k-ε – Steady State Solution – Incompressible Flow	83
5.4.2 Διεύθυνση Y – Μοντέλο k-ε – Steady State Solution – Incompressible Flow	87

5.4.3	Διεύθυνση X – Γραμμικό Φορτίο στους Στύλους και Κατανεμημένο στην Επιφάνεια Στέγασης.....	92
5.4.4	Διεύθυνση Y – Γραμμικό Φορτίο στους Στύλους και Κατανεμημένο στην Επιφάνεια Στέγασης.....	94
5.4.5	Σύγκριση Αποτελεσμάτων Γραμμικού Φορτίου 4 ^{ου} Στύλου με EN 1991 – 1 – 4.....	95
6	Καταστάσεις Σχεδιασμού	96
6.1	Γενικά.....	96
6.2	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	97
6.2.1	Βασικές Αρχές Υπολογισμού Συνδυασμών Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	97
6.2.2	Συνδυασμοί Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	98
6.3	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).....	99
6.3.1	Βασικές Αρχές Υπολογισμού Συνδυασμών Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	99
6.3.2	Συνδυασμοί Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	100
6.4	Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων	101
6.4.1	Βασικές Αρχές Υπολογισμού Σεισμικών Συνδυασμών	101
6.4.2	Σεισμικοί Συνδυασμοί.....	102
7	Ανάλυση και Έλεγχος.....	103
7.1	Γενικά.....	103
7.2	Ειδικές Κανονιστικές Διατάξεις	105
7.3	Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	106
7.4	Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).....	107
7.5	Έλεγχος σε Κόπωση	110
7.5.1	Γενικά.....	110
7.5.2	Προϋποθέσεις Αποφυγής Ελέγχου σε Κόπωση	110
7.5.3	Απαιτήσεις του υπό Μελέτη Φορέα.....	110
8	Προσομοίωση Φορέα και Αναλύσεων	112
8.1	Γενικά.....	112
8.2	Προσομοίωση Μελών Φορέα.....	112
8.3	Δομικά Υλικά και Διανομή Φορτίων	116
8.4	Φορτίσεις της Κατασκευής.....	120
8.5	Ανάλυση Συνδυασμών Φορτίσεων.....	122
8.6	Ανάλυση Σεισμικών Φορτίσεων	123
8.7	Έλεγχος Διατομών και Μελών	124
8.7.1	Παραμένουσες Τάσεις.....	124
8.7.2	Έλεγχος Απομείωσης Ορίου Διαρροής Χάλυβα Λόγω Καμπύλωσης	124
8.7.3	Έλεγχος σε Επίπεδο Διατομής στο Περιβάλλον του RSA.....	126
8.7.4	Έλεγχος Ευστάθειας Κατακόρυφων Στοιχείων	128
9	Αποτελέσματα Αναλύσεων	134
9.1	Διατομές Φορέα.....	134
9.2	Εύρος Τάσεων στον Φορέα	134
9.3	Βέλη Κάμψης	136
9.4	Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών	137
9.5	Ιδιομορφές Ταλάντωσης.....	140
9.6	Μάζα Χαλύβδινου Φορέα	143
10	Κατασκευαστικές Απαιτήσεις	144
10.1	Συνδέσεις.....	144
10.1.1	Γενικά.....	144
10.1.2	Ρυθμίσεις IDEA STATICA.....	146

10.1.3 Κοχλιώσεις-Πακτώσεις.....	148
10.1.4 Συγκολλήσεις	153
10.1.5 Αποκατάσταση Συνέχειας Μελών	161
10.2 Ανέγερση.....	162
10.2.1 Γενικά.....	162
10.2.2 Προτεινόμενο Σχέδιο Ανέγερσης.....	162
11 Σχεδιαστική Απεικόνιση και Φωτορεαλισμός.....	167
11.1 Γενικά.....	167
11.2 Απεικόνιση	168
11.3 Φωτορεαλισμός-Rendering	169
11.3.1 Γενικά.....	169
11.3.2 Production	170
11.3.3 Post Production	172
12 Συμπεράσματα.....	178
12.1 Συνολικά.....	178
12.2 Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση – βελτίωση της κατασκευής	178
13 Πηγές-Βιβλιογραφία.....	179
Παράρτημα Α : Σύγκριση Μοντέλων Τύρβης	180
Παράρτημα Β : Κατάλογος Σχημάτων.....	182
Παράρτημα Γ : Κατάλογος Πινάκων	187

Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός και Στατική Ανάλυση Ημικυκλικού Θολωτού Στεγάστρου

Μπαμπάτσικος Β.Μ. (Επιβλέπων:Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί η Αρχιτεκτονική Δομή και η Στατική Ανάλυση με την κατ'επέκταση διαστασιολόγηση ενός ημικυκλικού θολωτού φορέα στεγάστρου από αμιγώς καμπύλες κυλινδρικές διατομές. Το υπό μελέτη έργο δεν υφίσταται, αλλά προτείνεται η ανέγερση του, που θα προστατεύει τον περιβάλλοντα χώρο του εμπορικού κέντρου “Golden Hall” στην περιοχή του Αμαρουσίου στην Αθήνα.

Η δομή και το στήσιμο του φορέα αποτελεί προϊόν Παραμετρικής Αρχιτεκτονικής προσέγγισης. Η έννοια της παραμετροποίησης στην σύλληψη και οργάνωση του φορέα παίζει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό, ενώ λειτουργεί με την ίδια φιλοσοφία που δουλεύουν οι παράμετροι μέσα σε μια n -βάθμια μαθηματική εξίσωση. Συνεπώς, με τον ίδιο τρόπο που μεταβάλλουμε μια παράμετρο π.χ. στην απλή μονοβάθμια εξίσωση ευθείας $y = ax + \beta$ και αλλάζει το προφίλ της ευθείας, έτσι και στην παραμετρική αρχιτεκτονική, μεταβάλλοντας την παράμετρο που ισοδυναμεί π.χ. με την οριζόντια απόσταση των δοκών, ο συνολικός φορέας προσαρμόζεται και αναδομείται βασισμένος στις νέες πληροφορίες. Τελικώς, τονίζεται ότι η παραμετρική δομή ενός φορέα δεν πρέπει να συγχέεται ακριβώς με την συνθετότητα του σχεδιασμού, αλλά είναι άμεση απόρροια της συνεργασίας των καθορισμένων παραμέτρων με το πρώιμο στήσιμο της κατασκευής.

Η στατική ανάλυση έχει βασιστεί σε κάποια σημεία, σε στοιχεία από την μελέτη 2 δημοσιεύσεων και του βιβλίου των Charles King και David Brown «Design of Curved Beams» για την ιδιαιτερότητα και τις παραμέτρους που επηρεάζει η καμπύλωση του χάλυβα. Γίνονται αναφορές σε ποικιλόμορφες κατασκευές με την ιδιαιτερότητα της τοξωτής δομής τους, από τον 19^ο αιώνα μέχρι και σήμερα ενώ σημειώνονται οι ιδιοτυπίες της σχεδίασης των καμπύλων μελών στα σύγχρονα λογισμικά στατικής-δυναμικής ανάλυσης και πως πρέπει να αντιμετωπίζονται ώστε η ανάλυση να γίνεται όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική.

Οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη για την μελέτη του φορέα είναι οι μόνιμες-πρόσθετες μόνιμες, οι κινητές και οι σεισμικές επ'αυτού. Για τον υπολογισμό των φορτίων λόγω ανέμου έγινε προσομοίωση του φορέα και του εμποδίου του στο λογισμικό υπολογιστικής ρευστοδυναμικής, Computational Fluid Design της Autodesk αφού η δομή του φορέα δεν καλύπτεται ξεκάθαρα από τα ευρωπαϊκά πρότυπα. Παρόλα αυτά για λόγους σύγκρισης και αξιοπιστίας του λογισμικού, πραγματοποιήθηκε για μεμονωμένα μέλη, όπου αυτό καθίστανται δυνατό, ανάλυση ανέμου σύμφωνα με το εδάφιο 7.9.2 του EN 1991 1-1-4. Οι καταστάσεις σχεδιασμού λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN 1990 ενώ το προσομοίωμα του φορέα προς φόρτιση και ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο Robot Structural Analysis της Autodesk. Ο σχεδιασμός έγινε πλαστικά με διατομές κατηγορίας 1, ενώ δεν παρουσιάστηκαν φαινόμενα 2^{ος} τάξης αφού ο μεγεθυντικός συντελεστής a_{cr} προέκυψε αρκετά μεγαλύτερος του 15, έτσι οι αναλύσεις ήταν ως επί το πλείστον γραμμικές (LA). Για

την αντισεισμική μελέτη ακολουθήθηκε ο *EN-1998* και η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των μελών και των συνδέσεων του φορέα βασίστηκαν στον *EN 1993*. Επιπλέον για τον καθολικό λυγισμό των μελών πραγματοποιήθηκε LBA με την γενική μέθοδο ενώ τα μήκη λυγισμού αυτών εισήχθησαν χειροκίνητα ως ένας συνδυασμός της εποπτικότητας της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού και της δυσκαμψίας των επιμέρους διατομών των μελών.

Διαστασιολογούνται κάποιες τυπικές συνδέσεις του φορέα με το λογισμικό Idea Statica ενώ παράλληλα προτείνεται και ένα σχέδιο ανέγερσης που να ικανοποιεί τις αισθητικές αλλά και τις εργατικές απαιτήσεις.

Για την ελκυστικότερη παρουσίαση του φορέα και την καλύτερη συνεργασία μηχανικού - Κυρίου του Έργου πραγματοποιήθηκε φωτορεαλιστική απεικόνιση της κατασκευής στο περιβάλλον που προτείνεται να τοποθετηθεί και πως μπορεί να προσαρμοστεί σε αυτό .

Τελικά, επισημαίνονται κάποια συμπεράσματα που προέκυψαν από το σύνολο της μελέτης ενώ παράλληλα προτείνονται τρόποι βελτίωσης ή διαφοροποίησης του έργου.

Architectural Design and Static Analysis of a Semi Circular Vaulted Canopy

Bampatsikos V.M. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of this study is the Architectural Conception and the Static Analysis by extension to the dimensioning of a Semi-Circular Vaulted Canopy with solely cylindrical cross-sections. The structure does not exist, but its construction is proposed in the outdoor surrounding area of the “Golden Hall” Mall in Marousi in Athens.

The design and set-up of the structure, is a product of a Parametric Architectural approach. The meaning of the parameterization regarding the conception and the organization of the structure impacts the design, while functioning the same way as a parameter inside an n-grade mathematical equation. Meaning that with the same procedure that a parameter is being changed e.g. inside the 1st grade equation of a line $y = \alpha x + \beta$ and has a result in the profile of the line, likewise, in the parametric architecture, by changing a parameter that corresponds to the e.g. horizontal distance of the beams, the whole structure adapts and is being reconstructed based on the new obtained information. At last, it is being emphasized that the parametric shape of a structure should not be linked directly with the complexity of the design, but it is an aftereffect of the cooperation of the corresponding parameters with the early set-up of the structure.

The static analysis is based in some points, from information obtained from the analysis of 2 papers and the book of Charles King and David Brown «Design of Curved Beams», published by the Steel Construction Institute in 2001, concerning the particularities and the parameters that a beam obtains after its curvature. There are being mentioned diverse structures with the peculiarity of their arched structure, from the 19th century until today, while idiosyncrasies are being noticed regarding the design of curved elements through static-dynamic analysis software and how they should be treated in order for the analysis to be as realistic as possible.

The loading that was considered in the structural design was that of the permanent-additional permanent loads, the mobile loads and the seismic loads. For the calculation of the wind loads, the wind flow was simulated through the Computational Fluid Dynamics software named “Computational Fluid Dynamics Simulation” of Autodesk, as the the shape of the structure is not being covered clearly in the Eurocodes. However, in order to compare and believe the results from the CFD, a calculation of wind loads through the paragraph 7.9.2 of *EN 1-1-14*, was held for individual elements like the columns. The design situations were based on *EN 1990* and the simulation of the structure for loading and analysis was made with Robot Structural Analysis of Autodesk. The structure is designed plastic with 1st category cross sections, while 2nd grade phenomena were not observed, as the magnification factor a_{cr} came up much higher than 15, so the analyses are mostly linear (LA). For the seismic study, *EN 1998* was followed and the steel members and connections were designed and checked as provided by *EN 1993*. Furthermore for the universal bending of the structure

elements LBA is used with the general method while the critical lengths were imported by hand as a combination of the supervision of the buckling analysis and the stiffness of the cross sections of each individual element.

Some characteristic connections are dimensioned via the software “Idea Statica” while at the same time, an erection plan is proposed satisfying the aesthetic and labor requirements of the structure.

For the more attractive presentation of the structure and the quality-oriented cooperation between the engineer and the owner, a photorealistic rendering was held in the location that is being proposed its construction and how it can adapt inside of it.

Last but not least, some findings that showed up from the total of the analysis are being underlined while at the same time, ways of improvement and differentiation are suggested.

Ευχαριστίες

Στο μεγαλύτερο μου κίνητρο να συνεχίζω να προσπαθώ καθημερινά,

τους γονείς μου

Δημήτρη και Ελένη

τα αδέρφια μου

Χρήστο και Κωνσταντίνο

Θα ήθελα επιπλέον να ευχαριστήσω τον επιβλέποντά μου δάσκαλο, κύριο Παύλο Θανόπουλο για την ανιδιοτελή στήριξη και καθοδήγηση, ειδικά σε αυτές τις πρωτόγνωρες συγκυρίες που βιώνουμε,

καθώς επίσης και τους καθηγητές κύριο Δημήτριο Βαμβάτσικο και κύριο Ιωάννη Βάγια ως επιτροπή της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας.

1 Δομή της Διπλωματικής

- **Κεφάλαιο 2 : Καμπυλωμένα Μέλη σε Όψη-Κάτοψη και Στέγαστρα ανά τον κόσμο**

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται κάποια θεμελιώδη στοιχεία για τις καμπυλωμένες δοκούς βασισμένα στο βιβλίο των Charles King και David Brown “Design of Curved Beams” καθώς επίσης και φορείς στεγαστρων απο όλο τον κόσμο.

- **Κεφάλαιο 3 : Περιγραφή Δομής Τεχνικού έργου και Παρουσίαση Φορέα**

Στο τρίτο κεφάλαιο πραγματοποιείται μια γενική παρουσίαση του υπό μελέτη έργου, των απαιτήσεων που λαμβάνονται υπόψη καθώς και της αρχιτεκτονικής δομής του χαλύβδινου φορέα.

- **Κεφάλαιο 4 : Δράσεις Σχεδιασμού**

Στο τέταρτο κεφάλαιο καταγράφονται εκτενώς οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό. Ο άνεμος αναλύθηκε ξεχωριστά απο τις υπόλοιπες δράσεις με χρήση του λογισμικού Υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής, Autodesk Computational Fluid Dynamics, καθώς το Σχήμα του δεν καλύπτεται απο τον Ευρωκώδικα. Οι υπόλοιπες δράσεις λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN 1991.

- **Κεφάλαιο 5 : Προσομοίωση Ροής Ανέμου σε Λογισμικό Υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής**

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφεται εκτενώς η διαδικασία εισαγωγής του μοντελοποιημένου φορέα στο λογισμικό υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής CFD. Αναφέρονται ποιές παράμετροι λήφθηκαν υπόψη αλλά και τα αποτελέσματα της ανάλυσης και πως εφαρμόστηκαν στον φορέα.

- **Κεφάλαιο 6 : Καταστάσεις Σχεδιασμού**

Στο έκτο κεφάλαιο αναφέρονται οι καταστάσεις σχεδιασμού για τις οποίες αναλύεται ο φορέας, όπως προβλέπεται απο τον EN 1990.

- **Κεφάλαιο 7 : Ανάλυση και Έλεγχος**

Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης που πραγματοποιήθηκαν. Ακόμα, καταγράφονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας σύμφωνα με τους EN 1990 και EN 1993.

- **Κεφάλαιο 8 : Προσομοίωση Φορέα και Επιμέρους Αναλύσεων**

Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία προσομοίωσης του μοντέλου, των φορτίσεων και των αναλύσεων στο Robot Structural Analysis.

- **Κεφάλαιο 9 : Αποτελέσματα Αναλύσεων**

Στο ένατο κεφάλαιο καταγράφονται τα αποτελέσματα και τα τελικά στοιχεία διαστασιολόγησης του φορέα, καθώς και αντισπροσωπευτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών και ιδιομορφικών αναλύσεων.

- **Κεφάλαιο 10 : Κατασκευαστικές Απαιτήσεις**

Στο δέκατο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι κατασκευαστικές απαιτήσεις των συνδέσεων αλλά και της ανέγερσης του φορέα. Πιο συγκεκριμένα προτείνεται ένα σχέδιο ανέγερσης αποτελούμενο από 7 στάδια με γνώμονα την ομαλή διακπεραίωση της διαδικασίας ενώ ταυτόχρονα διαστασιολογούνται μερικές τυπικές συνδέσεις του φορέα με πεπερασμένα στοιχεία με το λογισμικό Idea Statica.

- **Κεφάλαιο 11 : Σχεδιαστική Απεικόνιση και Φωτορεαλισμός**

Στο ενδέκατο κεφάλαιο αναφέρονται τα στάδια επεξεργασίας μιας Σχήμα ς από έναν σχεδιαστή. Παράλληλα έγινε μια προσπάθεια απεικόνισης της κατασκευής από διάφορες οπτικές γωνίες ενώ δημιουργήθηκαν και ορισμένες φωτορεαλιστικές εικόνες με τα αντίστοιχα λογισμικά.

- **Κεφάλαιο 12 : Σύνοψη**

Στο δωδέκατο κεφάλαιο καταγράφονται κάποια συμπεράσματα και προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

- **Κεφάλαιο 13 : Πηγές-Βιβλιογραφία**

Στο δέκατο τρίτο κεφάλαιο περιέχονται όλες οι πηγές που χρησιμοποιήθηκαν κατά την εκπόνηση της διπλωματικής.

2 Καμπυλωμένα Μέλη σε Όψη-Κάτοψη και Στέγαστρα ανά τον Κόσμο

2.1 Γενικά

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι παρόλο που καμπύλες, σιδερένιες και χαλύβδινες κατασκευές υφίστανται από τα μέσα του 19^{ου} αιώνα, σήμερα υπάρχουν λίγες οδηγίες που να καλύπτουν το σχεδιασμό καμπύλων μεταλλικών στοιχείων. Οι οδηγίες που ακολουθούν προέρχονται από τη έρευνα του Charles King και David Brown «Design of Curved Beams» δημοσιευμένη από το Steel Construction Institute (SCI) το 2001.

2.2 Ιστορία

Πολύ πριν ο χάλυβας έρθει σε ευρεία χρήση κατά τη διάρκεια του τελευταίου μέρους του 19^{ου} αιώνα καμπύλες κατασκευές συχνά κατασκευάζονταν από σίδηρο, ο οποίος χυνόταν σε υγρή μορφή σε καμπυλωμένα καλούπια, (Σχήμα 2.1) ή αποτελούταν από στοιχεία από σφυρήλατο σίδηρο (Σχήμα 2.2) είτε με μορφωμένα ελάσματα είτε με τη μορφή δικτύωματος. Επειδή ο σφυρήλατος σίδηρος ήταν πολύ μαλακός, οι σιδηρουργοί μπορούσαν να καμπυλώσουν μικρά στοιχεία σφυρηλατώντας τα εν θερμώ.

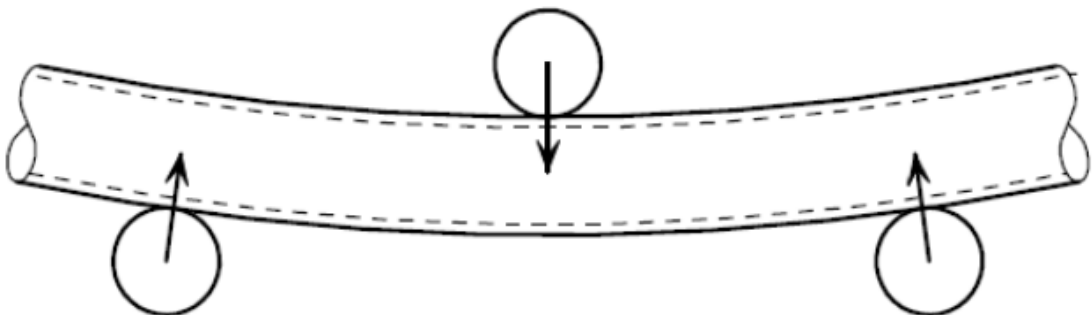


Σχήμα 2.1: Καμπύλο Δικτύωμα Οροφής από Χυτοσίδηρο



Σχήμα 2.2 : Καμπύλος σφυρήλατος σίδηρος με διακοσμητικές προσθήκες από χυτοσίδηρο

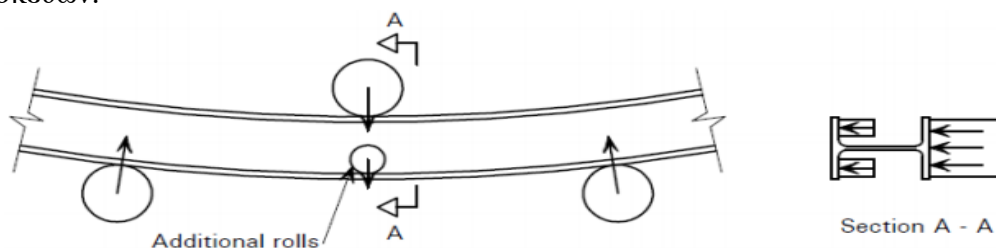
Κατά τη διάρκεια του 20^{ου} αιώνα ελατά χαλύβδινα δοκάρια καμπυλώνονταν για τη χρήση τους ως ασίδες σε ορυχεία για να στηρίζουν υπόγειες εργασίες. Υδραυλικές πρέσες χρησιμοποιούνταν αρχικά για να καμπυλώνουν τις δοκούς αλλά τελικά παρουσιάστηκαν μηχανές κάμψης με τρία κύλιτρα (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3 : Κάμψη σε τρία σημεία (Three point Bending)

Η χρήση του καμπυλωμένου χάλυβα επίσης γινόταν στην κατασκευή πλοίων. Κατά τη διάρκεια της περιόδου 1930-1950 μικρά καμπύλα μεταλλικά στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν σε απλές κτιριακές κατασκευές. Nissen huts, υπόστεγα αεροσκαφών και ολλανδικόι αχυρώνες συχνά είχαν μέλη του φέροντα οργανισμού τους από καμπύλα μεταλλικά στοιχεία.

Από τα τέλη της δεκαετίας του 1940, οι Universal Beams (I διατομές με παράλληλα πέλματα) ήρθαν σε ευρεία χρήση. Αυτές οι διατομές που είχαν σχετικά λεπτούς κορμούς, ήταν ιδιαίτερα δύσκολο να καμπυλωθούν κατά τον κύριο άξονα τους διότι η δύναμη που χρειαζόταν για να καμπυλώσει μια ολόκληρη δοκό ήταν μεγαλύτερη από αυτή που προκαλούσε τοπικό λυγισμό στον κορμό. Στα μέσα του 1970, παρουσιάστηκαν οι μηχανές καμπύλωσης με πρόσθετα κύλινδρα έτσι ώστε να στηρίζουν το κορμό (Σχήμα 2.4). Αυτή η εξέλιξη, η οποία επέτρεψε στις μεγάλες διατομές I να καμπυλωθούν κατά τον κύριο άξονα οικονομικά και με ακρίβεια, είχε σημαντική επιρροή στο σχεδιασμό καμπύλων μεταλλικών κατασκευών.



Σχήμα 2.4 : Η διάταξη με τα επιπλέον κύλινδρα για την αποτροπή λυγισμού του κορμού



Σχήμα 2.5 : Καμπύλωση ανοιχτής διατομής στην οποία φαίνονται τα επιπλέον κύλινδρα για την αποτροπή λυγισμού του κορμού.

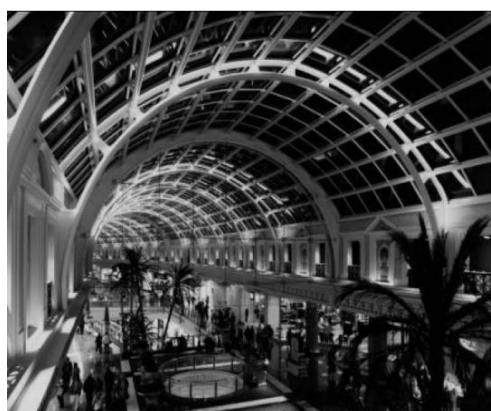
Πέραν από τη περιορισμένη χρήση που αναφέρθηκε παραπάνω, σε πολύ λίγες κτιριακές κατασκευές χρησιμοποιούσαν καμπυλωμένο χάλυβα μέχρι τη δεκαετία του 1970. Παρόλα αυτά, κατά τη διάρκεια των τελευταίων 2 δεκαετιών του 20ου αιώνα, η ζήτηση για καμπύλα μεταλλικά μέλη σε κτιριακές κατασκευές αυξήθηκε ιδιαίτερα. Η συγκέντρωση των κεφαλαιακών επενδύσεων σε εμπορικά παρά βιομηχανικά κτίρια και η επακόλουθη κατασκευή γραφείων, αεροδρομίων, εμπορικών κέντρων και κέντρων αναψυχής, παρείχαν περιβάλλον στο οποίο ο δομικός χάλυβας, γενικά άνθησε.

Πιο συγκεκριμένα, με την εισαγωγή του εξοπλισμού, ο οποίος ήταν ικανός να καμπυλώσει μέλη από χάλυβα με ακρίβεια και οικονομικά, τα πλεονεκτήματα των κατασκευών από μεταλλικό φορέα ολοκληρώθηκαν από τις νέες σχεδιαστικές πιθανότητες, οι οποίες προηγουμένως είχαν περιοριστεί σε εναλλακτικές μορφές κατασκευών, ή περιοριστεί λόγω κόστους. Το κύριο πλεονέκτημα χρήσης καμπύλων μελών είναι η αδιαμφισβήτητη αισθητική τους, η οποία έχει ανοίξει καινούριους ορίζοντες για δημιουργικά σχέδια φορέων με χαλύβδινο φέροντα οργανισμό.

Μερικά τυπικά παραδείγματα :



Σχήμα 2.6 : Καμπύλες Μεταλλικές Στηρίξεις για την Κάλυψη πεζογέφυρας



Σχήμα 2.7 : Καμπύλη Οροφή σε Εμπορικό Κέντρο

2.3 Γενικά Σχεδιαστικά Θέματα

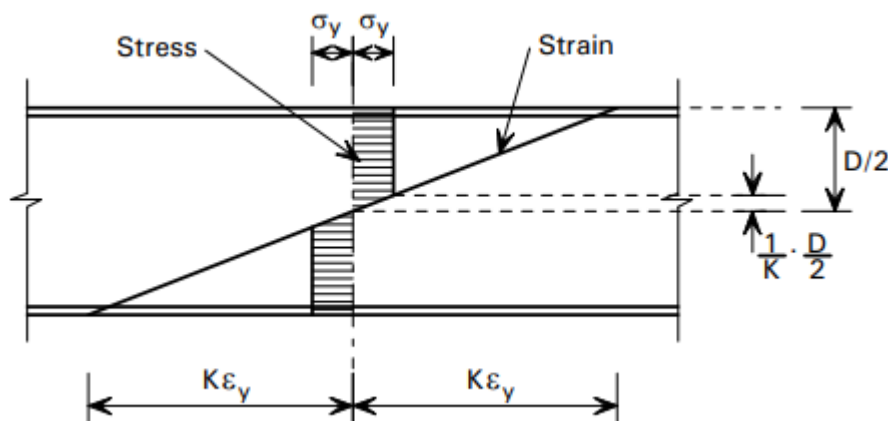
2.3.1 Παραμένουσες Τάσεις Εξαιτίας της Καμπύλωσης

2.3.1.1 Γενικά

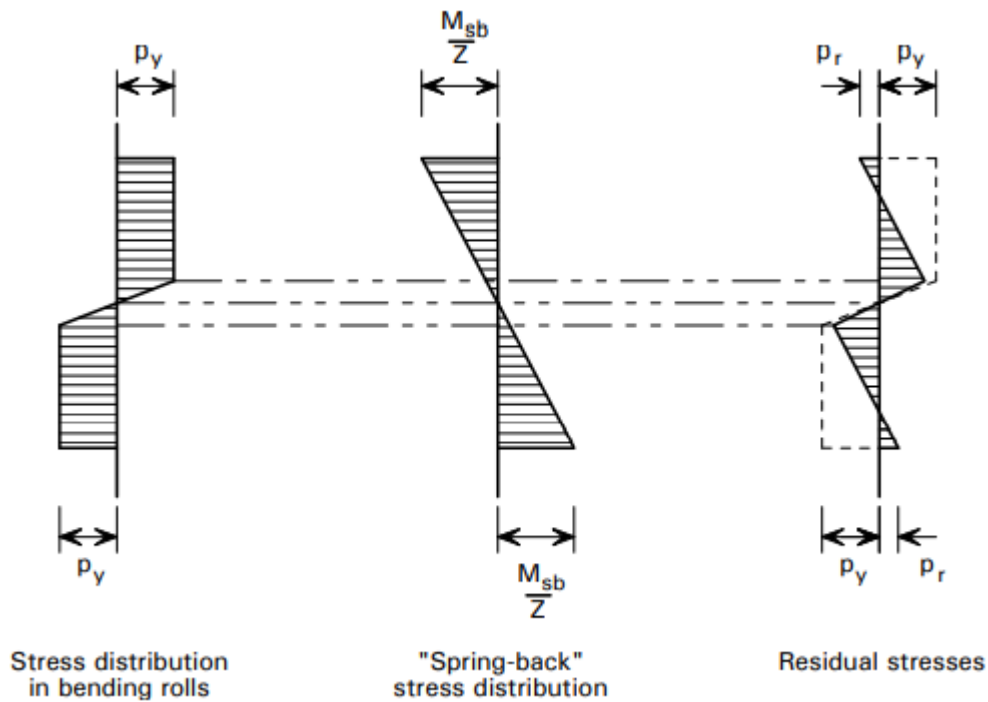
Και τα δύο (πιο συνηθισμένα) είδη καμπύλωσης του χάλυβα, μέσω επαγωγής και μέσω τυμπάνων, επηρεάζουν τις παραμένουσες τάσεις στα μέλη. Η εφαρμογή θερμότητας στην διαδικασία της επαγωγής επιτρέπει την χαλάρωση των παραμένουσων τάσεων ενώ τονίζεται ότι σε μέλος που έχει καμπυλωθεί με επαγωγή δεν είναι πιο κρίσιμες απ' ότι σε κάποιο ευθύγραμμο μέλος.

Η ψυχρή έλαση του χάλυβα διαφοροποιεί τις παραμένουσες τάσεις στα μέλη. Το πόσο ισχυρές θα είναι αυτές οι τάσεις ακόμα και μετά την καμπύλωση του, εξαρτάται από τις ιδιότητες του μέλους στο επίπεδο της καμπύλωσης.

Την ώρα που ένα μέλος υφίσταται την διαδικασία της καμπύλωσης μέσω των τυμπάνων, η τάση ξεπερνά το όριο διαρροής του υλικού και η διατομή πλαστικοποιείται ενώ εμφανίζει παραμένουσες πλαστικές παραμορφώσεις μετά την αποφόρτιση. Στη συνέχεια όταν το μέλος βγει από τα τύμπανα καμπύλωσης επανέρχεται ελαστικά προκειμένου να ισορροπήσουν οι διατομές. Στο Σχήμα 2.8 φαίνεται η κατανομή των τάσεων αφού έχει υποθεθεί ότι η ακραία ίνα έχει φτάσει σε διαρροή. Το ίδιο Σχήμα υποδεικνύει επίσης ότι δεν φτάνουν όλες οι διατομές σε διαρροή αφού κοντά στον ουδέτερο άξονα μερικές παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Το επόμενο Σχήμα 2.9 δείχνει την ροπή που αναπτύχθηκε από την καμπύλωση " M_{br} " και την ελαστική "ροπή επαναφοράς (spring-back)" ροπή M_{sb} , που επαναφέρει την ισορροπία ως : $M_{br} + M_{sb} = 0$



Σχήμα 2.8 : Τάση και παραμόρφωση κατά τη διέλευση από τα τύμπανα καμπύλωσης



Σχήμα 2.9 : Τάσεις απο κάμψη, απο ροπή επαναφοράς και παραμένουσες τάσεις

Η ροπή επαναφοράς είναι ελαστική, οπότε οι αντίστοιχες τάσεις στην ακραία ίνα δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής. Οι παραμένουσες τάσεις στην ακραία ίνα, p_r , είναι λοιπόν αντίθετης φιλοσοφίας από τις τάσεις απο καμπτική ροπή καμπύλωσης και δίνονται απο τον εξίσωση (2.1) :

$$p_{residual} = \left(\frac{M_{sb}}{Z} \right) - p_y \quad (2.1)$$

Όπου η καμπτική ροπή λόγω καμπύλωσης μπορεί συντηρητικά να θεωρηθεί ίση με την πλαστική ροπή $M_{plastic} = p_y \times S$ συνεπώς, οι τάσεις λόγω ροπής επαναφοράς υπολογίζονται ως :

$$p_{sb} \cdot Z = p_y \rightarrow p_{sb} = \frac{p_y \cdot S}{Z} \quad (2.2)$$

Τελικά οι παραμένουσες τάσεις στην ακραία ίνα προκύπτουν ως :

$$p_{residual} = (1.12 - 1) \cdot p_y = 0.12 \cdot p_y \quad (2.3)$$

2.3.1.2 Παραμένουσες Τάσεις Μελών Καμπυλωμένων σε Όψη

Για τις Universal δοκούς καμπυλωμένες σε όψη, ο λόγος S_x/Z_x είναι συνήθως 1.12 οπότε ισχύει

$$p_{residual} = (1.12 - 1)p_y \rightarrow p_{residual} = 0.12p_y \quad (2.4)$$

Για τα Universal υποστυλώματα για βαριές διατομές φτάνει έως

$$p_{residual} = (1.22 - 1)p_y \rightarrow p_{residual} = 0.22p_y \quad (2.5)$$

Για κοίλες διατομές τυπικά ισχύει

$$p_{residual} \approx (1.20 - 1)p_y \rightarrow p_{residual} \approx 0.20p_y \quad (2.6)$$

2.3.1.3 Παραμένουσες Τάσεις Μελών Καμπυλωμένων σε Κάτοψη

Για τις Universal δοκούς καμπυλωμένες σε όψη, ο λόγος S_x/Z_x είναι περίπου 1.50 οπότε ισχύει

$$p_{residual} = (1.50 - 1)p_y \rightarrow p_{residual} = 0.50p_y \quad (2.7)$$

Δεδομένου ότι οι τάσεις στην Ο.Κ.Λ. είναι περίπου ίσες με το 60% του ορίου διαρροής, οι πρόσθετες παραμένουσες τάσεις θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε μερική πλαστικοποίηση στην διάρκεια φόρτισης. Παρ'όλα αυτά, στις περισσότερες περιπτώσεις, τα βέλη κάμψης συνηθίζουν να είναι το κύριο κριτήριο σχεδιασμού ενώ οι τάσεις στην Ο.Κ.Λ. δεν θα ξεπεράσουν ποτέ το όριο διαρροής του υλικού.

Για τις κοίλες κυκλικές διατομές, ο λόγος S_x/Z_x είναι μικρότερος και τυπικά ισούται με

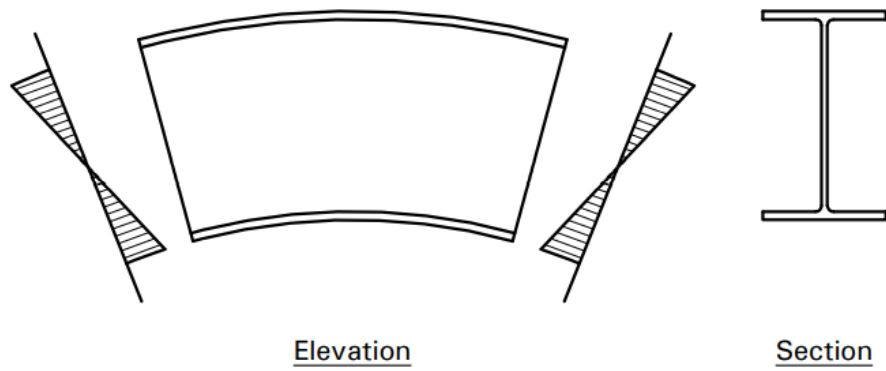
$$p_{residual} = 0.20p_y \sim 0.30p_y \quad (2.8)$$

Στις κοίλες ορθογωνικές που υφίστανται καμπύλωση περί τον ασθενή άξονα, ο λόγος είναι ακόμα μικρότερος.

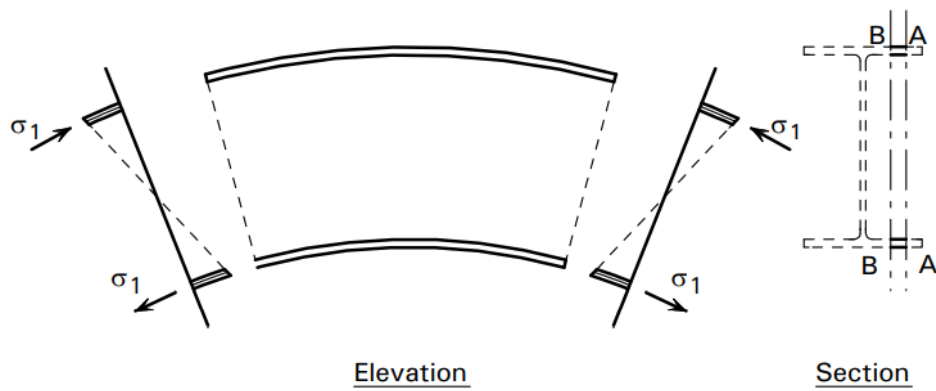
2.3.2 Εκτός Επιπέδου Κάμψη των Πελμάτων Λόγω της Καμπύλωσης

Τα πέλματα ενός καμπυλωμένου μέλους υπόκεινται σε εντός επιπέδου κάμψη ή αξονικά φορτία που πρέπει επίσης να αντισταθούν στα εκτός επιπέδου φορτία που προέκυψαν λόγω της καμπύλωσης του μέλους. Αυτό ισχύει τόσο στις κλειστές όσο και στις ανοιχτές διατομές.

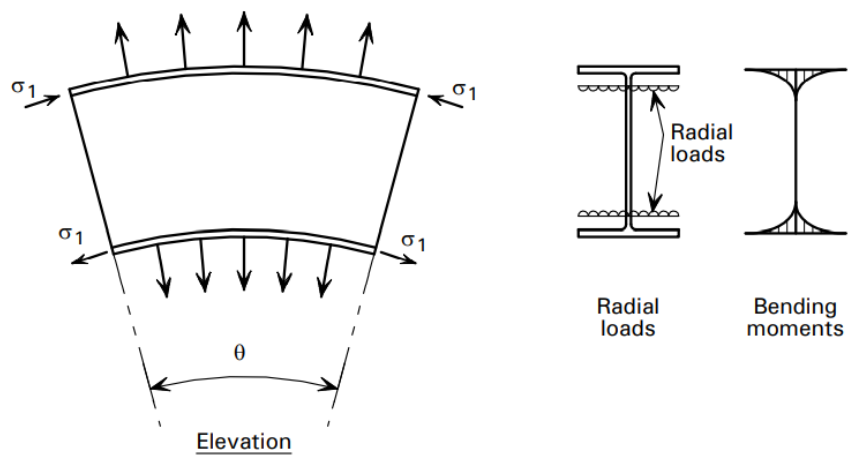
Το Σχήμα 2.10 δείχνει μια τυπική διατομή I να καμπυλώνεται. Το σχήμα 2.11 δείχνει μια λωρίδα από αυτή τη διατομή I, η οποία είναι παράλληλη στο κορμό μεταξύ των επιπέδων AA και BB. Λόγω των ορθών τάσεων σ_1 , οι δυνάμεις στο τέλος των λωρίδων δεν είναι σε ισορροπία επειδή είναι κεκλιμένες. Αυτή η κλίση προκαλεί ένα ακτινικό φορτίο κατά μήκος της λωρίδας, το οποίο πρέπει να αντισταθεί από μια εκτός επιπέδου κάμψη στο πέλμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.12.



Σχήμα 2.10 : Καμπυλωμένη I διατομή που αντιστέκεται σε καμπτική ροπή

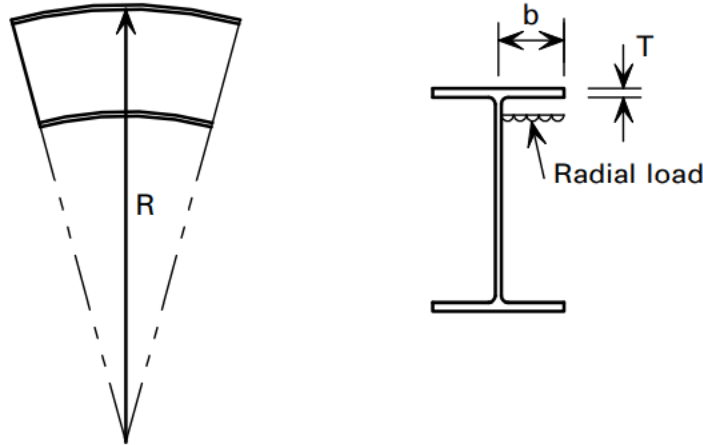


Σχήμα 2.11 : Λωρίδα από καμπυλωμένη I διατομή



Σχήμα 2.12 : Εκτός επιπέδου κάμψη των πελμάτων

Για τα πέλματα μία διατομής I στην οποία η συνολική τάση λόγω κάμψης είναι σ_1 , η τάση λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης προέρχεται από τη φόρτιση που φαίνεται στο Σχήμα 2.13



Σχήμα 2.13 : Δημιουργία τάσης λόγω εκτός επιπέδου κάμψης

$$\text{Ακτινικό φορτίο στο πέλημα} = \frac{T \cdot \sigma_1}{R} \quad (2.9)$$

όπου :

R είναι η ακτίνα της καμπυλότητας του πέλματος

T είναι το πάχος του πέλματος.

Η καμπτική ροπή, M, ανά μονάδα μήκους του πέλματος από την απόσταση b από την άκρη του πέλματος επομένως δίνεται από

$$M = \left(\frac{T \cdot \sigma_1}{R} \right) \left(\frac{b^2}{2} \right) \quad (2.10)$$

Η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής ανά μονάδα μήκους Z, δίνεται από

$$Z = \frac{T^2}{6} \quad (2.11)$$

Επομένως η τάση λόγω εκτός επιπέδου κάμψη για ανοιχτές διατομές είναι

$$\sigma_2 = \frac{M}{Z} = \left(\frac{\frac{T \cdot \sigma_1 \cdot b^2}{2 \cdot R}}{\frac{T^2}{6}} \right) = \left(\frac{3 \cdot \sigma_1 \cdot B^2}{R \cdot T} \right) \quad (2.12)$$

2.3.3 Υπολογισμός Μειωμένης Αντοχής Σχεδιασμού για Καμπυλωμένα Μέλη σε Όψη

Όπου τα μέλη είναι σχεδιασμένα καμπυλωτά σε όψη δημιουργούνται τάσεις λόγω εκτός επιπέδου κάμψης στα πέλματα, όπως περιγράφεται στην παράγραφο 2.3.1. Όπου αυτές οι εκτός επιπέδου τάσεις είναι εφελκυστικές, θα συνδυαστούν με τις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις μειώνοντας την αντοχή της διατομής.

Πίνακας 2.1 : Χρήση Μειωμένου όριο διαρροής σε όλους τους ελέγχους για τις κοίλες διατομές

Members curved in elevation		
Resistance calculation	I sections	Hollow sections
M_{cx}	ρ_{yd}	ρ_{yd}
P_{cx}	ρ_{yd}	ρ_{yd}
M_{cy}	ρ_y^*	ρ_{yd}
P_{cy}	ρ_y	ρ_{yd}
M_b	ρ_y	ρ_{yd}

Για να επιτραπεί αυτό, μια μειωμένη τιμή σχεδιασμού ρ_{yd} πρέπει να υπολογιστεί :

$$\rho_{yd} = \left[p_y^2 - 3 \left(\frac{\sigma_2}{2} \right)^2 - 3\tau^2 \right]^{0.5} + \frac{\sigma_2}{2} \quad (2.15)$$

όπου :

- p_y αντοχή σχεδιασμού
- σ_2 είναι η τάση λόγω εκτός επιπέδου κάμψη που υπολογίστηκε παραπάνω. Για να υπολογιστεί η μέγιστη μείωση της αντοχής, η σ_2 θα πρέπει να ληφθεί ως αρνητική αν η ρ_{yd} είναι θετική.
- τ είναι συνυπάρχουσα τάση λόγω τέμνουσας. Στις περισσότερες περιπτώσεις μπορεί να αγνοηθεί επειδή η διατμητική τάση στα πέλματα είναι μικρή.

Η εξίσωση (2.15) προκύπτει από την εξίσωση Von Mises :

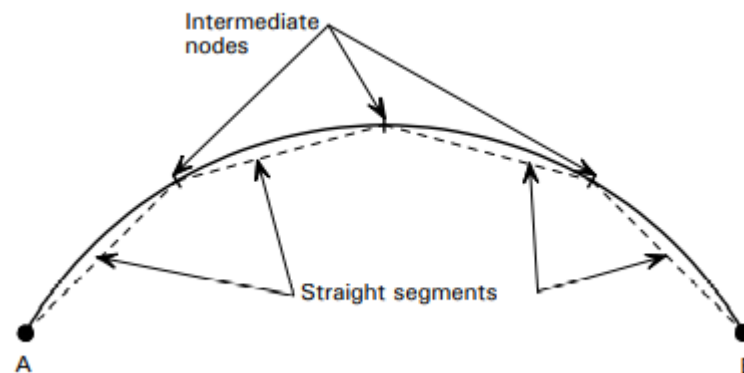
$$\sigma_0^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2 \quad (2.16)$$

Όπου μπορεί να εκφραστεί ως εξής

$$p_y^2 = \rho_{yd}^2 + \sigma_2^2 - \rho_{yd}\sigma_2 + 3\tau^2 \quad (2.17)$$

2.3.4 Προσομοίωση των Καμπύλων Μελών

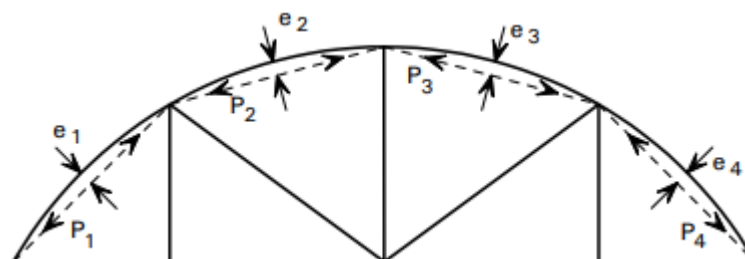
Συνήθως τα λογισμικά στατικών και δυναμικών αναλύσεων περιορίζονται στην μοντελοποίηση ευθύγραμμων μελών εκτός από πολύ ειδικές περιπτώσεις όπου καθίστανται δυνατή και η προσομοίωση καμπύλων τμημάτων. Ο τρόπος με τον οποίο προσομοιάζεται ένα καμπύλο μέλος στο Robot Structural Analysis είναι ο σχεδιασμός του αρχικά ως παραβολική γραμμή στο χώρο και στην συνέχεια ο χωρισμός της σε πολλά μικρά ευθύγραμμα μέλη. Τονίζεται ότι όσο πιο μεγάλο το πλήθος των μελών που αποτελούν ένα καμπύλο μέλος τόσο ακριβέστερη θα είναι η ανάλυση του φορέα



Σχήμα 2.16 : Ευθύγραμμα τμήματα που σχηματίζουν το καμπύλος μέλος AB

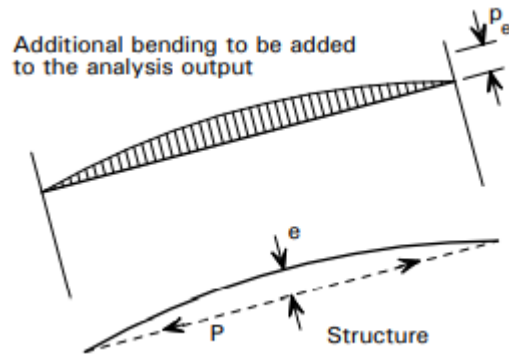
Η ακρίβεια της μοντελοποίησης του φορέα θα βελτιωθεί όσο μεγαλύτερο το πλήθος των στοιχείων μιας καμπύλης υπό την προϋπόθεση ότι οι αποστάσεις μεταξύ της καμπύλωσης και των μελών αρχίζει να εκλείπει. Έχοντας ως γνώμονα τον σχεδιασμό ενός ημικυκλικού μέλους, 5 τμήματα του μέλους θα δώσουν ένα αρκετά πρόχειρο μοντέλο, 10 τμήματα θα παράξουν ένα λογικό μοντέλο ενώ 20 τμήματα θα προσομοιάσουν το μέλος με ικανοποιητική ακρίβεια.

Η επιλογή του αριθμού των ευθύγραμμων μελών που θα αποτελέσουν ένα καμπύλο μέλος θα εξαρτηθεί κάθε φορά από την ακτίνα καμπύλωσης αυτού. Για στοιχεία με μικρή έως ελάχιστη καμπύλωση, δεν υπάρχει επιτακτική ανάγκη το στοιχείο να χωριστεί σε πλήθος ευθύγραμμων καθώς οι διαφορές μεταξύ του προσομοιώματος με την πραγματική δομή μπορούν να ληφθούν εύκολα.



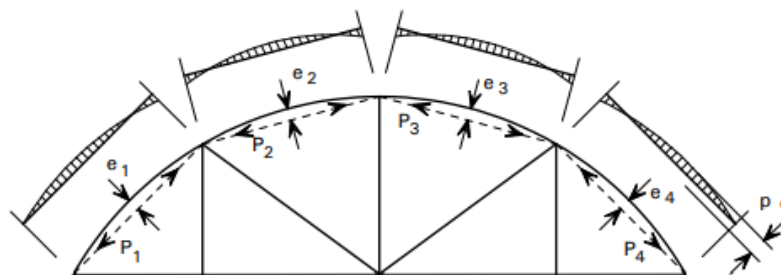
Σχήμα 2.17 : Προσομοίωση δικτυωτής χορδής από ευθύγραμμα μέλη και επισήμανση αποστάσεων

Στην δικτυωτή χορδή που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.18 οι αποστάσεις της χορδής με ένα ευθύγραμμο μέλος από κόμβο σε κόμβο αντισταθμίζονται με την προσθήκη μιας επιπλέον δρώσας ροπής στον έλεγχο διαστασιολόγησης του προγράμματος. Σε αξονικά φορτιζόμενα μέλη, η δρώσα αυτή ροπή υπολογίζεται ως το αξονικό φορτίο N επί την απόσταση e_i όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.18



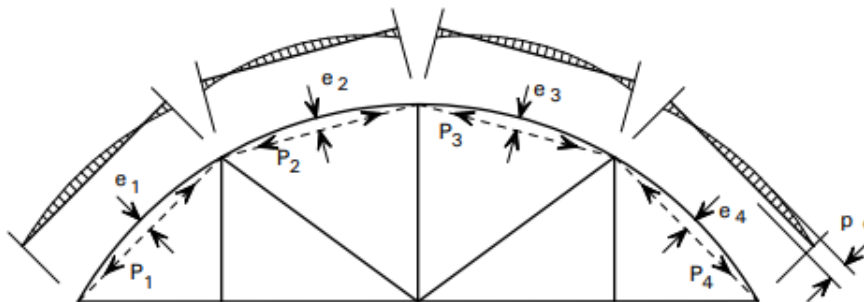
Σχήμα 2.18 : Πρόσθετη δρώσα ροπή λόγω απόστασης ευθύγραμμου μέλους από καμπύλωση

Σε δικτυωτές κατασκευές με συνεχόμενα καμπυλωμένα μέλη, ο απλός υπολογισμός των πρόσθετων ροπών που φαίνεται στο Σχήμα 2.19 είναι αρκετά συντηρητικός εάν και εφόσον ένα ευθύγραμμο μέλος χρησιμοποιείται μεταξύ των σημείων των κόμβων



Σχήμα 2.19 : Απλή εκτίμηση πρόσθετων ροπών σε συνεχόμενη χορδή

Μια εναλλακτική προσέγγιση είναι να θεωρηθεί η συνέχεια της χορδής, έτσι δρά πρόσθετη ροπή μικρότερης έντασης



Σχήμα 2.20 : Ακριβέστερη προσέγγιση διανομής πρόσθετων ροπών σε συνεχόμενη χορδή

2.3.5 Συνθήκες Στηρίξεως

Είναι σημαντικό η προσομοίωση των πραγματικών συνθηκών στηρίξεως κάθε μέλους να είναι όσο το δυνατόν πιο ακριβής. Επισημαίνεται ότι οι στηρίξεις αυτές διαφοροποιούνται αρκετά στις 3 διευθύνσεις. Στις περισσότερες κατασκευές η επιρροή των συνθηκών στηρίξεως στην απόκριση, είναι σαφώς μεγαλύτερη στα καμπύλα μέλη απ' ότι στα εθυθύγραμμα. Αναλύονται 2 περιπτώσεις :

Καμπυλωτά μέλη σε όψη

Όταν ένα μέλος είναι καμπυλωτό σε όψη και η έδρασή του έχει σημαντική δυσκαμψία στον άξονα του, το μέλος τείνει να αντισταθεί σαν τόξο. Εάν η δυσκαμψία αυτή προσομοιωθεί με λανθασμένο τρόπο, το μοντέλο θα παράγει ανακριβή αποτελέσματα καθώς εάν υπερεκτιμηθεί η δυσκαμψία στις στηρίξεις τότε και η αψιδωτή λειτουργία θα υπερεκτιμηθεί αναλογικά. Το γεγονός αυτό θα μπορούσε να επιφέρει σημαντικές ανακρίβειες και αυθαιρεσίες στις κατακόρυφες παραμορφώσεις του φορέα αλλά και στις δρώσες καμπτικές ροπές των μελών. Έτσι δεν θα πρέπει να προσομοιάζεται ολική πλευρική σταθερότητα χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πραγματική δυσκαμψία της στήριξης.

Καμπυλωτά μέλη σε κάτοψη

Καμπυλωμένες δοκοί σε κάτοψη καλούνται να παραλάβουν και κατ'επέκταση να αντισταθούν έναντι στρεπτικών εντάσεων που προέρχονται από την ίδια την καμπύλωση. Εάν τα άκρα των μελών δεν είναι αρκετά δύσκαμπτα στο επίπεδο της στρεπτικής έντασης, υπάρχει κίνδυνος στροφής της δοκού με αποτέλεσμα την δημιουργία βελών γεγονός που μπορεί να αποβεί μοιραίο για την ίδια την δοκό αλλά ταυτόχρονα μπορεί να προκαλέσει ρηγματώσεις σε γειτονικά άκρα. Γενικά όταν υφίστανται καμπυλωτά μέλη σε κάτοψη, καλό είναι να χρησιμοποιούνται κλειστές κοίλες διατομές εξαιτίας της μεγάλης τους δυστρεψίας και κατ'επέκταση αντίστασης σε πλευρικό, στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Έτσι και στον υπό μελέτη φορέα, αυτός είναι ένας από τους λόγους όπου οι διατομές επιλέχθηκαν κλειστές.

Πίνακας 2.2 : Γενικός πίνακας επιλογής είδους διατομής

Loading	Curvature	Section
Light	Slight	Hollow sections or I sections
Light	Severe	Hollow sections or heavy I sections
Heavy	Slight	Hollow sections or heavy I sections
Heavy	Severe	Hollow sections

2.4 Καμπυλωμένος Χάλυβας επί τω Έργω

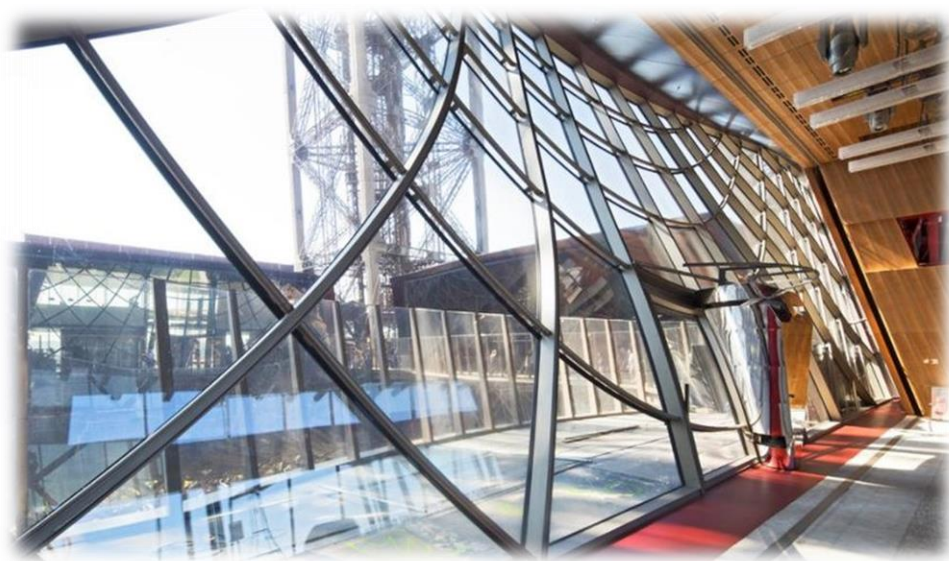
Το πρωτεύον πλεονέκτημα του καμπυλωμένου δομικού χάλυβα είναι η αισθητική του έφεση. Παρέχει την δυνατότητα σε αρχιτέκτονες και σχεδιαστές να εκφράσουν μεγαλύτερη ποικιλία σχημάτων σε σχέση με τα ευθύγραμμα μέλη, ενώ παράλληλα καθιστά τον εκτεθειμένο ωμό δομικό χάλυβα ως μια ιδιαίτερα ελκυστική λύση.

Οι καμπυλωμένες κατασκευές απο χάλυβα, συνήθως σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να παρέχουν στους χρήστες την είσοδο του φυσικού φωτός καθώς και να δίνουν την αίσθηση της ευρυχωρίας και του μεγαλείου, ειδικά σε δημόσιες υποδομές όπως είναι τα αεροδρόμια, οι σταθμοί τρένων-μετρό, εμπορικά κέντρα καθώς και κέντρα διασκέδασης. Έτσι υφίστανται ελαφριές εύκαμπτες χαλύβδινες κατασκευές οι οποίες μπορούν να επικαλυφθούν με σημαντικά μεγάλες επιφάνειες απο δομικό γυαλί. Ακόμα και στις επενδύόμενες κατασκευές, αποκαλύπτοντας την καμπύλωση του χάλυβα μπορεί να βελτιώσει την αίσθηση του εσωτερικού χώρου.

Ακόμα και σε βιομηχανικά κτίρια, καμπυλωτές στέγες μπορούν να αποβούν αποτελεσματικές σαν λύση. Τέτοιες στέγες αποφεύγουν την αύρα της λιτότητας που συνήθως είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με τον “βιομηχανική αποθήκη” τύπο κτιρίου και μπορεί να αποτελέσει μια λύση ελκυστική για τους τοπικούς άρχοντες. Σε αντίθεση μερικών προσδοκιών οι καμπυλωμένες χαλύβδινες κατασκευές δεν χρειάζεται να είναι πιο δαπανηρές απο άλλες πλαισιωμένες δομές.

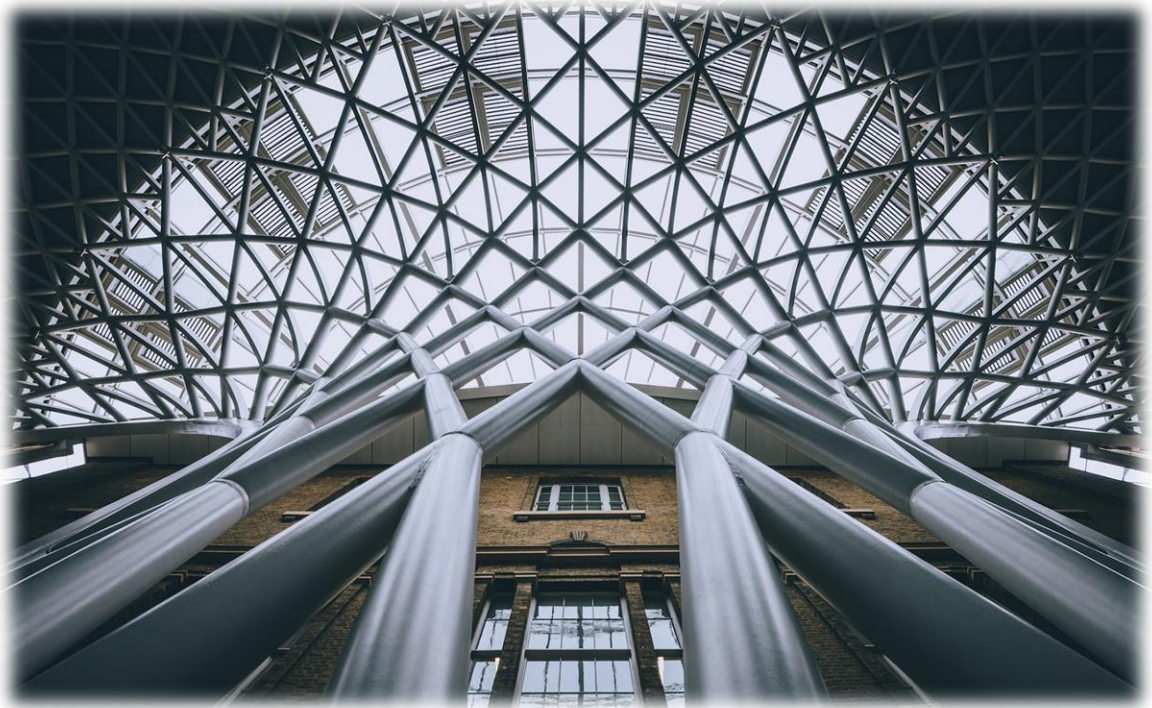
Το επιπρόσθετο κόστος της διαδικασίας καμπύλωσης συνήθως είναι μικρό σε σχέση με το συνολικό κόστος της κατασκευής και μπορεί συχνά να αντισταθμιστεί με την εξοικονόμηση κατασκευαστικών λεπτομερειών και για μεγέθη μέχρι περίπου 25 m μπορεί να εξαλειφθεί η κορυφή ματίσματος. Η επένδυση του στεγαστρου σε καμπυλωτές δοκούς δεν χρειάζεται συνήθως να υποστεί προ-καμπύλωση, καθώς οι επιφάνειες της επικάλυψης μπορούν να ακολουθήσουν την καμπύλη της στέγης κατά την διάρκεια στερέωσής τους χωρίς κάποιον ιδιαίτερο χειρισμό.

Μια εξωτερική καμπύλη όψη μπορεί να παραχθεί χρησιμοποιώντας πολύπλευρα ευθύγραμμα μέλη και με ποικίλων βαθμών συνδέσεις στις δευτερεύουσες δοκούς, αλλά τα πρόσθετα κόστη λόγω των πολύπλευρων μελών συνολικά δείχνουν πως μια καμπύλη λύση είναι πιο αποδοτική στο κόστος εκτός απο τις αισθητικές εκτιμήσεις.



Σχήμα 2.21 : Multihalle Mannheim απο τον Frei Otto, 1975

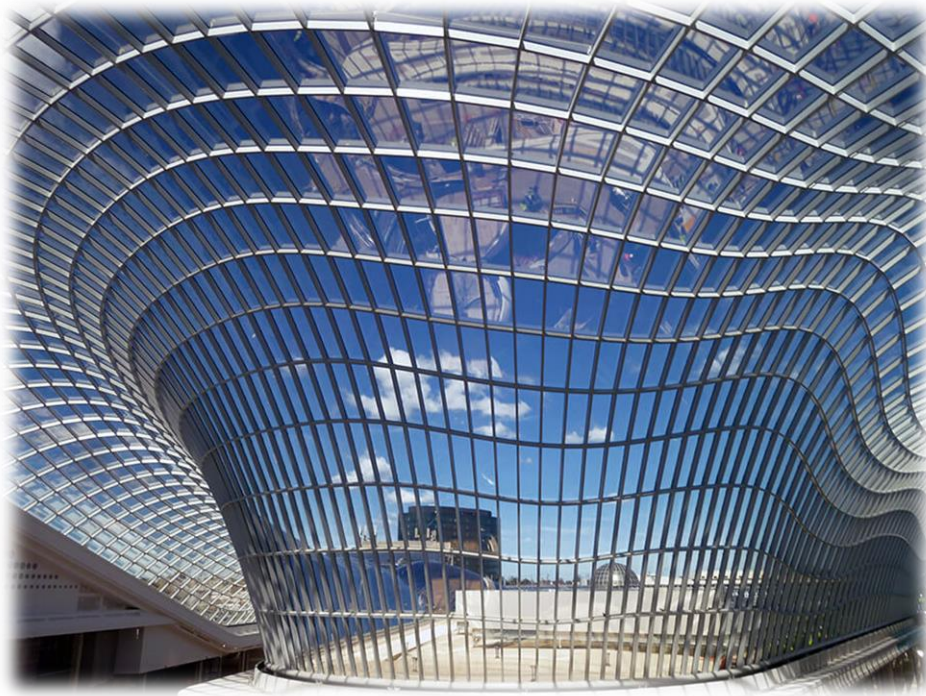
2.5 Στέγαστρα Καμπυλωτής Δομής ανά τον Κόσμο



Σχήμα 2.22 : Άνοψη στεγάστρου σταθμού του μετρό King's Cross στο Λονδίνο



Σχήμα 2.23 : Όψη στεγάστρου στον σταθμό του μετρό King's Cross στο Λονδίνο



Σχήμα 2.24 : Chadstone Shopping Centre, Μελβούρνη, Αυστραλία



Σχήμα 2.25 : Σταθμός Chary Wharf, Αγγλία, Λονδίνο



Σχήμα 2.26 : Carioc Wave, Ρίο ντε Τζανέιρο, Βραζιλία



Σχήμα 2.27 : Ινστιτούτο Ειρήνης, Ουάσινγκτον, Η.Π.Α.

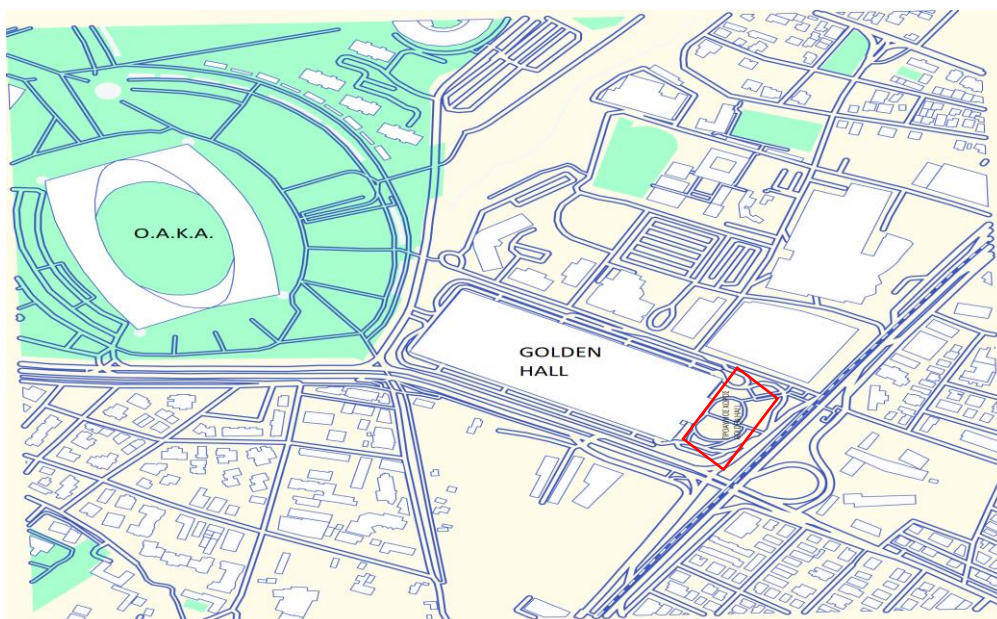
3 Περιγραφή Δομής Τεχνικού Έργου και Παρουσίαση Φορέα

3.1 Γενικά

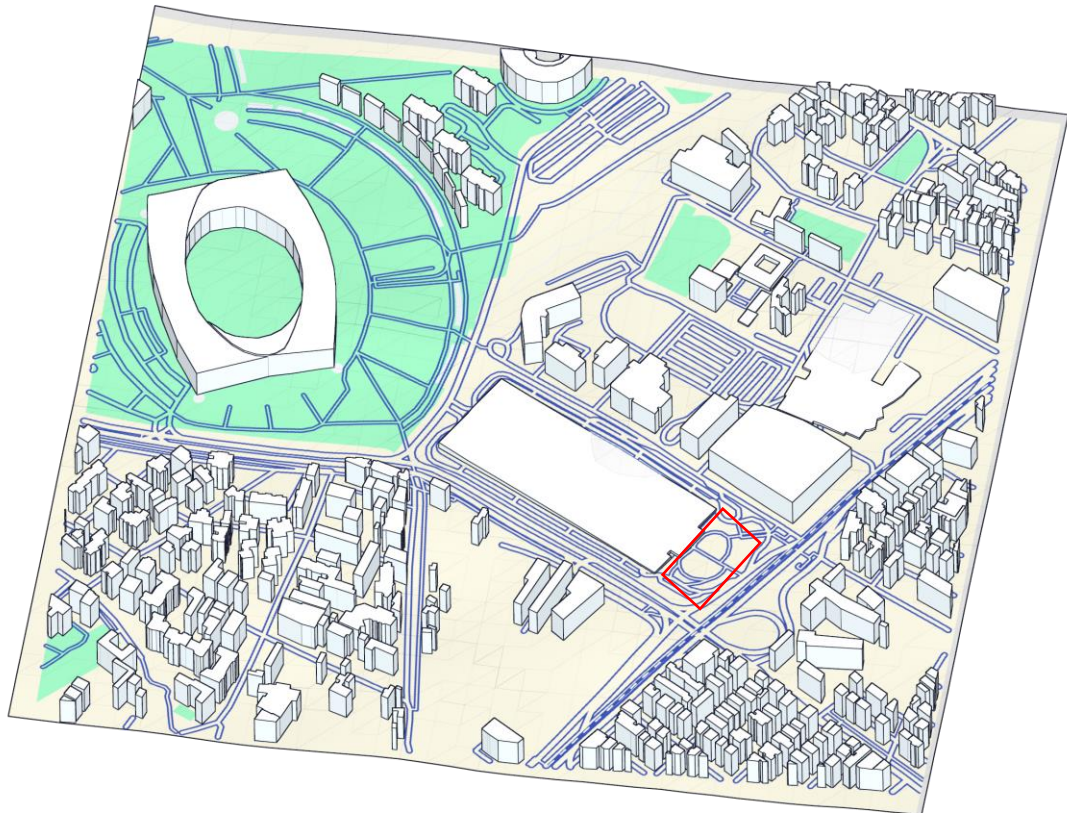
Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης πραγματοποιήθηκε λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος του συγγραφέα για την αρχιτεκτονική δομή των κατασκευών και δή των καμπυλωτών μελών. Είναι κοινώς αποδεκτό το γεγονός ότι στην φύση δεν υπάρχει γραμμή ευθεία, όλες αποτελούνται απο καμπυλώσεις, αμελητέες και μή. Έτσι και στην πραγματικότητα, κανένας φορέας δεν είναι ιδανικός και αυτό οφείλεται σε γεωμετρικές καθώς και κατασκευαστικές ατέλειες. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας, ήταν να εφαρμοστούν οι γνώσεις και οι μηχανισμοί αστοχίας που διδάχθηκαν στο προπτυχιακό επίπεδο της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. εφαρμόζοντας παράλληλα τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων όσο αυτό καθίσταντο εφικτό. Επίσης, αναπτύχθηκαν δεξιότητες που αφορούν στην ανάλυση και στον σχεδιασμό προσομοιωμάτων που προσεγγίζουν τις πραγματικές συνθήκες, με την χρήση λογισμικών στον Η/Υ. Τελικά, έγινε προσπάθεια η παρούσα μελέτη να μην περιοριστεί μόνο στο θεωρητικό υπόβαθρο αλλά και σε μια πιο πρακτική ανάλυση που θα περιλαμβάνει κάποιες κατασκευαστικές απαιτήσεις που λήφθηκαν υπόψη, όπως οι συνδέσεις των μελών καθώς και ένα πλάνο ανέγερσης του φορέα.

3.2 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός και η ανάλυση ενός στεγάστρου απο μεταλλικό φέροντα οργανισμό. Η τοποθεσία που έχει επιλεχθεί είναι ο προαύλιος χώρος του εμπορικού κέντρου “Golden Hall” στην Αθήνα, συνολικής επιφάνειας περίπου 4,600 m².



Σχήμα 3.1 : Κάτοψη Εμπορικού Κέντρου και Γειτονικών Κατασκευών



Σχήμα 3.2 : Αξονομετρική όψη Εμπορικού Κέντρου και Γειτονικών Κατασκευών

Το υπό μελέτη στέγαστρο ανοίγει παράλληλα στην Ανατολή κατά 84 m και εγκάρσια αυτής κατά 43 m καλύπτοντας συνολικά μια επιφάνεια 3,612 m² ενώ το σημείο με το μεγαλύτερο υψόμετρο από την επιφάνεια του εδάφους βρίσκεται στα 25.47 m. Οι διαστάσεις του στεγάστρου συμμορφώνονται με τους κανονισμούς δόμησης ιδίως στο ύψος, καθώς η περιοχή μετρά πολυάριθμες κατασκευές με ύψος μεγαλύτερο του μέσου όρου των συνηθών κατασκευών, με κυρίαρχη αυτή του Ολυμπιακού Σταδίου Αθηνών (ΟΑΚΑ).



Σχήμα 3.3 : Επιφάνεια Κάλυψης του Στεγάστρου

3.3 Μεταλλικός Φέροντας Οργανισμός Στεγάστρου

3.3.1 Περιγραφή

Για λόγους ομοιομορφίας και αρχιτεκτονικής αισθητικής η υπό μελέτη κατασκευή σχεδιάστηκε απο αμιγώς κοίλες κυλινδρικές διατομές της σειράς ΚΗ των Γερμανικών DIN με μέγιστη διάμετρο 1200 mm και ελάχιστη διάμετρο 508mm. Η διαδρομή μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος ξεκινά απο τις επικαλύψεις και διαδίδεται στα οριζόντια στοιχεία ήτοι στις τεγίδες ,στις δευτερεύουσες δοκούς και στις κύριες. Στη συνέχεια ,απο τα οριζόντια αυτά στοιχεία μεταφέρονται μέσω αξονικών και καμπτικών φορτίσεων στα ακτινικά και περιμετρικά υποστυλώματα απο όπου τελικά καταλήγουν στα πέδιλα έκαστου και κατ' επέκταση διανέμονται ως τάσεις στο έδαφος.

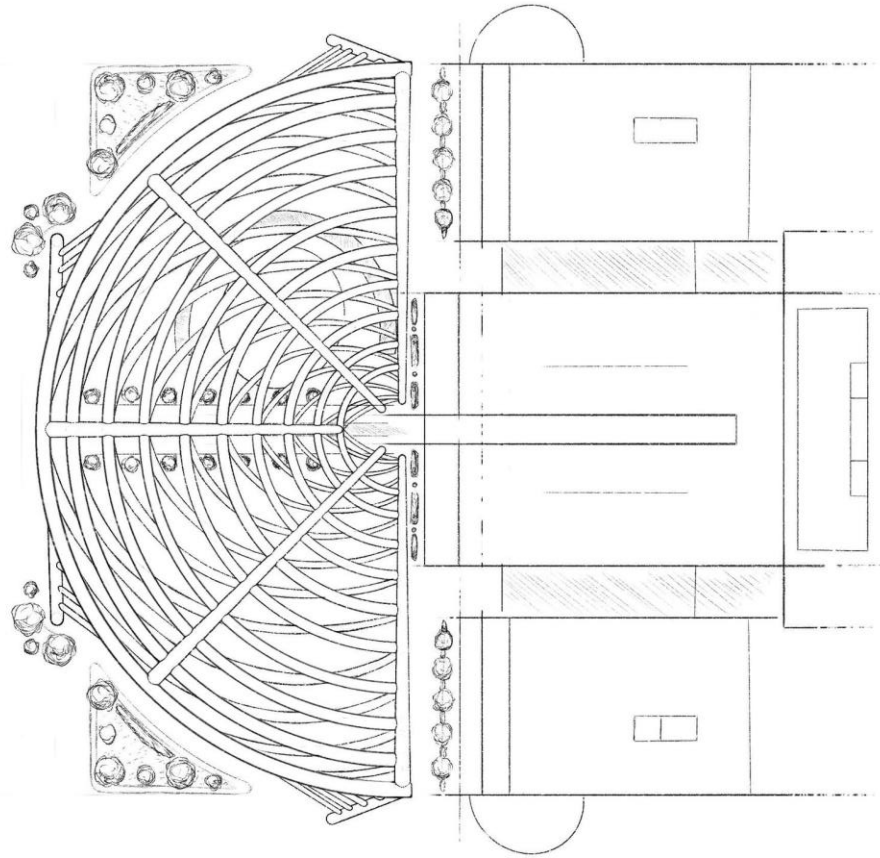
Ο φορέας αποτελείται απο 5 ακτινικά υποστυλώματα και 4 περιμετρικά. Τα πρώτα ανοίγουν προς την νοτιοανατολική πλευρά, με οριζόντια απόσταση 3m μεταξύ τους και σχηματίζοντας γωνία 22.5° με το αμέσως επόμενο σε σειρά. Έχουν μήκος 54.27 m εκτός του μεσαίου το οποίο έχει μήκος 38.52m αφού για λόγους λειτουργικότητας δεν εδράζεται επί εδάφους αλλά λειτουργεί κυρίως σαν μέσο κατάληξης και σύνδεσης των δοκών. Τα δεύτερα, έχουν τοποθετηθεί στην περίμετρο της κατασκευής, δύο στην “μύτη” του φορέα και δύο στις δύο άκρες παράλληλα της βορειοδυτικής διεύθυνσης. Και τα τέσσερα είναι τοποθετημένα υπό γωνία καθώς με αυτόν τον τρόπο γίνεται καλύτερη διαχείριση και ανακατανομή έκκεντρων φορτίσεων. Έχει γίνει προσπάθεια για την τοποθέτηση του ελάχιστου αριθμού περιμετρικών υποστυλωμάτων για λόγους λειτουργικότητας. Σε μια εναλλακτική μελέτη ίσως να μπορούσε να επιτευχθεί και ο σχεδιασμός του εν λόγω στεγάστρου ως προβόλου με στατικό σύστημα εφελκόμενων-θλιβόμενων δακτυλίων.

Όσον αφορά τα οριζόντια στοιχεία ο φορέας αποτελείται απο 10 ημικυκλικές κύριες δοκούς, επαναλαμβανόμενες ανά 4.5 m καθ' ύψος στον χώρο και 13 παραβολικές δευτερεύουσες δοκούς ανά 4.0 m. Έχει επιτευχθεί η πλέξη των οριζόντιων στοιχείων δημιουργώντας έναν ρομβοειδή κάναβο σε κάτοψη, καθιστώντας την κατασκευή δύσκαμπτη δίχως να αυξάνει σημαντικά το ίδιο βάρος της. Επίσης λόγω της κλίσης των δοκών και της πλαισιώσής τους στον χώρο, καθίστανται ικανά να παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία εκτός απο καμπτικά και αξονικά.

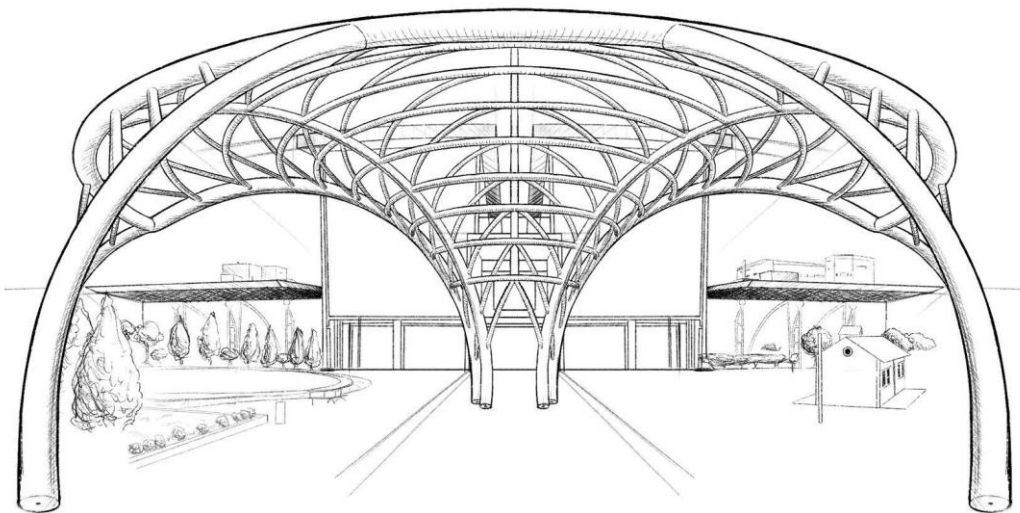
Τα περιμετρικά υποστυλώματα έχουν εξασφαλισθεί στην τελευταία κύρια δοκό με αντηρίδες μεταφέροντας τις αξονικές εντάσεις σε αυτά. Παρόλο που η αξονική των αντηρίδων δρά ως τέμνουσα στην κύρια δοκό δεν παρατηρήθηκε σημαντική καταπόνηση αυτής.

Τέλος, συνολικά ο φορέας καταπονείται ελάχιστα απο στρεπτικές ροπές λόγω της μεγάλης δυστρεψίας των κοίλων κυκλικών διατομών των μελών οπότε και ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό αυτών αμελήθηκε.

Οι εδράσεις στο έδαφος έχουν επιλεγεί ως πακτώσεις λόγω των υψηλών καμπτικών ροπών που αναπτύσσονται ιδίως απο τους σεισμικούς συνδυασμούς. Έτσι ανακουφίζεται αρκετά η ανωδομή αλλά επιβαρύνεται σημαντικά η θεμελίωση, συνεπώς πρέπει να εξασφαλιστεί η καλή ποιότητα εδάφους. Με μια σύντομη έρευνα στην περιοχή του Αμαρουσίου το υπέδαφος χαρακτηρίζεται ως αλπικό, το οποίο είναι βράχος, παρέχοντας μια κάποια φυσική αντισεισμική προστασία με την έννοια ενός χαμηλότερου φάσματος απόκρισης. Παρ' όλα αυτά για λόγους αβεβαιότητας και υπέρ της ασφαλείας επιλέχθηκε το ελαστικό φάσμα με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$.



Κάτοψη Φορέα Στεγάστρου στα όρια του κτιρίου του εμπορικού κέντρου



Πρόσοψη φορέα στεγάστρου και περιβάλλον χώρου εμπορικού κέντρου

3.3.2 Δομικά Υλικά και Διατομές Μελών

3.3.2.1 Γενικά

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν, σε συνάρτηση με το είδος και το μέγεθος των διατομών, παίζουν σημαντικό ρόλο στην τελική αντοχή και δυσκαμψία της κατασκευής. Η σωστή επιλογή τους είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την ικανοποίηση όλων των κατασκευαστικών απαιτήσεων. Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται οι μηχανικές ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά των υλικών που λήφθηκαν υπόψη καθώς επίσης και το είδος των επιλεγόμενων διατομών.

3.3.2.2 Δομικός Χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το κύριο υλικό από το οποίο συντίθενται ο φέρων οργανισμός του στεγάστρου. Αποτελεί κράμα διαφόρων μεταλλικών και μη στοιχείων, με βασικό αυτών τον σίδηρο (Fe). Κύρια πλεονεκτήματα του αποτελούν ο μεγάλος λόγος αντοχής ως προς το ίδιο βάρος, η ομοιογένεια του υλικού, η ελαστικότητα, η ολκιμότητα, η εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά και ταχεία διαδικασία κατασκευής. Ως μειονεκτήματα εμφανίζονται η ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες, ο κίνδυνος φαινομένων αστάθειας και η ευπάθεια έναντι κοπώσεως. Οι ιδιότητες των δομικών χαλύβων για έλαση εν θερμώ δίνονται στον EN 1993-1-1.

Πίνακας 3.1 : Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων

Ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y (MPa)	f _u (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
S 450	440	550	410	550

όπου

- f_y η τάση ορίου διαρροής
- f_u η τάση ορίου θραύσης

Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού:

Τάση σχεδιασμού: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210,000 \text{ MPa}$

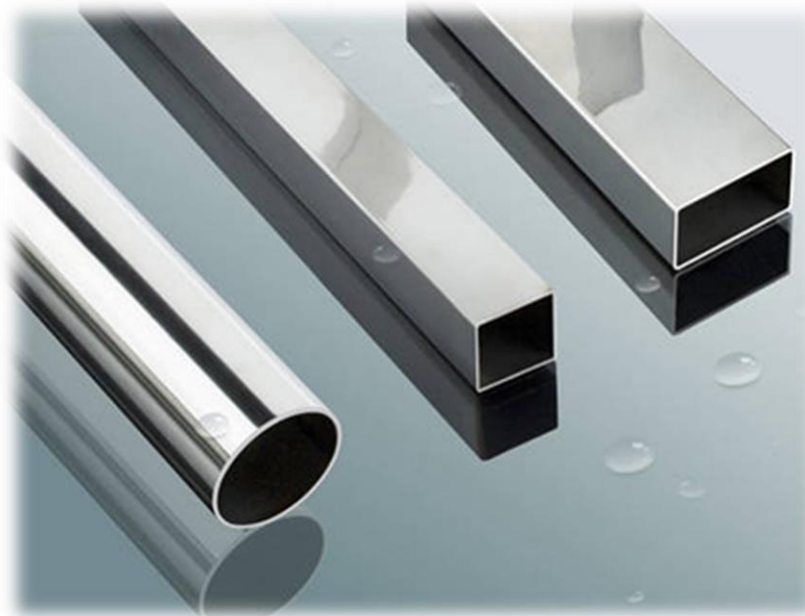
Μέτρο διάτμησης: $G = \frac{E\alpha}{2 \cdot (1+\nu)} = 81,000 \text{ MPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha_t = 1.2 \cdot \frac{10^{-5}}{^\circ\text{C}}$

Όσον αφορά τις διατομές των επιμέρους μελών του φορέα, επιλέχθηκαν κοίλες κυκλικές θερμής ελάσεως ποιότητας S275, με κύριο γνώμονα την υψηλή τους αισθητική. Επιπλέον πλεονεκτήματα αποτελούν ο περιορισμός της διάβρωσης του χάλυβα, η δυνατότητα χρησιμοποίησης του εσωτερικού τους για πλήρωση είτε με σκυρόδεμα είτε με υδρορροές, μηχανολογικά ή ηλεκτρολογικά συστήματα που απαιτούνται σε ένα στέγαστρο σταδίου, καθώς επίσης και η καλύτερη συμπεριφορά έναντι πυρκαγιάς.



Σχήμα 3.4 : Κοίλες διατομές

3.3.2.3 Χάλυβας Κοχλιώσεων

Στις συνδέσεις των μεταλλικών μελών γίνεται η χρήση συγκολλήσεων και κοχλιώσεων. Οι διάφορες ποιότητες των κοχλιών καθώς και οι χαρακτηριστικές τους τιμές βρίσκονται στον EN 1993-1-8. Στην παρούσα μελέτη γίνεται χρήση χάλυβα κοχλιώσεων ποιότητας 10.9

Πίνακας 3.2 : Χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής των κοχλιών

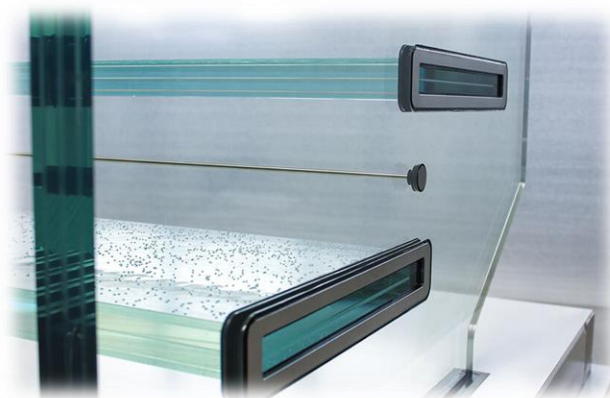
Ποιότητα κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

3.3.2.4 Υλικό Επικάλυψης

Τα στοιχεία που αποτελούν το εξωτερικό περίβλημα της στέγης, ενώ δεν αποτελούν μέρος του φέροντα οργανισμού, έρχονται σε επαφή με το εξωτερικό περιβάλλον, παραλαμβάνουν φορτία και τα μεταφέρουν στην κατασκευή. Παρ' όλα αυτά, θεωρούνται πρωτίστως αντικείμενο αρχιτεκτονικής μελέτης.

Η επικάλυψη της οροφής του στεγαστρου πρέπει να ικανοποιεί διάφορες απαιτήσεις, όπως το μικρό ίδιο βάρος, τη στεγανότητα, την υψηλή αισθητική και παράλληλα την ανθεκτικότητα έναντι των καιρικών και κλιματολογικών συνθηκών. Επιπλέον, θα πρέπει να εμφανίζει επαρκή αντοχή και δυσκαμψία για την κάλυψη του ανοίγματος μεταξύ των τεγιδών.

Με στόχο την ικανοποίηση όλων των παραπάνω απαιτήσεων, γίνεται χρήση του στρωματοποιημένου γυαλιού "bent glass" συνολικού πάχους 12mm της εταιρείας [SEELE](#). Περισσότερα χαρακτηριστικά αναλύονται στο επόμενο κεφάλαιο.



Σχήμα 3.5 : Δομικό γυαλί της εταιρείας Steele ως σκαλί

4 Δράσεις Σχεδιασμού

4.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός ενός φορέα οφείλει να εξασφαλίζει την ικανότητα να αντιμετωπίσει όλα τα φορτία που θα εμφανιστούν στην διάρκεια ζωής του, διατηρώντας ταυτόχρονα την καταλληλότητα του για την χρήση για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με την μορφή, την θέση και το είδος του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Στα πλαίσια του σχεδιασμού, πρέπει να καθορίζεται και η διάρκεια ζωής του έργου, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της επιτελεστικότητας. Τα στέγαστρα μεγάλων ανοιγμάτων ανήκουν στην κατηγορία 5.

Πίνακας 4.1 : Πίνακας ενδεικτικών τιμών διάρκειας ζωής έργων

Κατηγορία διάρκειας ζωής σχεδιασμού	Ενδεικτική διάρκεια ζωή σχεδιασμού σε έτη	Παραδείγματα
1	10	Προσωρινές κατασκευές
2	25	Δομικά στοιχεία με δυνατότητα αντικατάστασης
3	25	Αγροτικές και παρεμφερείς κατασκευές
4	50	Κτίρια και παρεμφερή
5	100	Μνημειακά κτίρια, γέφυρες και άλλα τεχνικά έργα

Οι δράσεις επί των κατασκευών ορίζονται από έναν Κανονισμό ο οποίος περιγράφει τόσο την ποιοτική όσο και την ποσοτική τους διάσταση. Στον Ελλαδικό χώρο όπως και σε άλλες Ευρωπαϊκές χώρες εφαρμόζεται ο EN 1991-1-1, ο οποίος παρέχει ιδιαίτερες πληροφορίες για κάθε χώρα, είτε μέσω Παραρτημάτων είτε μέσω Εθνικών Προσαρτημάτων. Ειδικότερα, διακρίνονται σε:

- Άμεσες (direct), που αντιστοιχούν σε συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανομημένα και πειφανειακά φορτία.
- Έμμεσες (indirect), που αντιστοιχούν σε επιβαλλόμενες παραμορφώσεις λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, καθώς και επιβαλλόμενης επιτάχυνσης λόγω σεισμού.

Επιπλέον, ως προς τον χρόνο, οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες G (permanent) όπως τα ίδια βάρη της κατασκευής, η προένταση κ.λπ.
- Μεταβλητές Q (variable) όπως τα επιβαλλόμενα φορτία στις οροφές, τα φορτία χιονιού ή ανέμου κ.λπ.
- Τυχηματικές A (accidental) όπως εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων

4.2 Μόνιμες Δράσεις

Ως μόνιμες νοούνται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς με αμελητέα διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο. Πρόκειται για δράσεις σταθερής θέσης και κατακόρυφης διεύθυνσης.

4.2.1 Ίδιο Βάρος Φορέα

Περιλαμβάνει τα βάρη των μεταλλικών μελών του φορέα, τα οποία δρουν κατακόρυφα, ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη τα αντίστοιχα των ελασμάτων συνδέσεων και των κοχλιών, συγκολλήσεων. Το ίδιο βάρος του δομικού χάλυβα λαμβάνεται ίσο με 78.5 kN/m^3 .

4.2.2 Ηλεκτρομηχανολογικός Εξοπλισμός

Περιλαμβάνουν τα φορτία του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού όπως είναι οι προβολείς φωτισμού, οι οθόνες προβολής κ.α. που είναι ενσωματωμένα στο εσωτερικό τμήμα της οροφής. Ασκούνται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα στο σύνολο της επιφάνειας με 0.30 kN/m^2 , ενώ λαμβάνεται επίσης μια προσαύξηση στην επικάλυψη του φορέα.

4.2.3 Επικάλυψη Μεταλλικού Σκελετού

4.2.3.1 Γενικά

Σε μια τελική στατική μελέτη ενός στεγάστρου, λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά του υλικού επικάλυψης στην στατική συμπεριφορά της κατασκευής. Ειδικότερα, αν αυτή υλοποιείται με χρήση προεντεταμένων μεμβρανών, συχνότερα σε εφελκυστικά συστήματα, είναι ιδιαίτερος σημαντική. Στην περίπτωση που εξετάζεται, θα ληφθεί υπόψη μόνο η επιφόρτιση της κατασκευής λόγω ιδίου βάρους της επικάλυψης της.

4.2.3.2 Δομικό Γυαλί Επικάλυψης της Εταιρείας “Steele”

Η επικάλυψη του σκελετού της στέγης πραγματοποιείται από εξωτερικό δομικό γυαλί της εταιρείας <https://seele.com/> γνωστό και ως “Bent Glass” ή καμπυλωμένο γυαλί. Είναι μια τεχνική ψυχρής κάμψης, η οποία αναγκάζει το γυαλί να πάρει την προδικωμένη καμπύλωση μέσα σε έναν άκαμπτο χαλύβδινο σκελετό, πακτώνοντας το κάθε κομμάτι στην θέση που του αντιστοιχεί, με ειδικές ράβδους σύσφιξης, “clamping bars”. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η αύξηση της ικανότητας παραλαβής εντονότερων φορτίσεων και σε συνδυασμό με την ταυτόχρονη μείωση του πάχους υλικού, έχουμε μια οικονομική και παράλληλα ισχυρή επιφάνεια επικάλυψης.

4.2.3.3 Χαρακτηριστικά και Ιδιότητες Γυαλιού

Το γυαλί χαρακτηρίζεται ως ένα είδος ανισοτροπικού υλικού που ονομάζεται ορθοτροπικό. Το χαρακτηριστικό του είδους αυτού είναι ότι αποτελείται από τρία αμοιβαία ορθογώνια επίπεδα ελαστικής συμμετρίας, κατά μήκος των οποίων τα χαρακτηριστικά παραμένουν αμετάβλητα. Τα ορθοτροπικά υλικά περιλαμβάνουν ποικίλους κρυστάλλους και σύνθετα υλικά με κανονική δομή όπως π.χ. το στρωματοποιημένο γυαλί, το ινοπλισμένο πλαστικό ή ο υαλοβάμβακας.

- Η πυκνότητα του γυαλιού, είναι $2,500 \text{ kg/m}^3$, δηλαδή για ένα επίπεδο κομμάτι γυαλιού, η μάζα του είναι 2.5 kg/m^2 για κάθε χιλιοστό του πάχους του.
- Η θλιπτική αντοχή του είναι εντυπωσιακά μεγάλη έναντι των 1000 MPa , το οποίο σημαίνει ότι για να θρυμματιστεί ένας κύβος γυαλιού ενός εκατοστού, χρειάζεται φορτίο ίσο με 100 kN ή σε βάρος, 10 τόνους.
- Σε αντίθεση με την ασυνήθιστα μεγάλη θλιπτική αντοχή του, η αντίσταση του σε εφελκυστικές φορτίσεις ανέρχεται στα 40 MPa όταν αναφερόμαστε σε διαπυρακτομένο στέλεχος, ενώ για σκληρυμένο στέλεχος κυμαίνεται από $120\text{-}200 \text{ MPa}$ (εξαρτάται από το πάχος, διακοσμητικά στοιχεία, εγκοπές, τρύπες).
- Είναι τελείως ελαστικό υλικό, δεν επέρχεται μόνιμες-πλαστικές παραμορφώσεις έως ότου αστοχήσει. Είναι όμως εύθραυστο και θα σπάσει χωρίς προειδοποίηση εάν υποβληθεί σε τάση μεγαλύτερη της αντοχής του.
- Μέτρο Ελαστικότητας του Young $E=70 \text{ GPa}$
- Αριθμός Poisson $\mu=0.22$
- Συντελεστής Θερμικής Διαστολής $9 \times 10^{-6} \text{ m/mK}$

4.2.3.4 Τελικό Ομοιόμορφα Κατανεμημένο Φορτίο Επικάλυψης

Τελικά, κρίθηκε σκόπιμο, να τοποθετηθεί στρωματοποιημένο γυαλί συνολικού πάχους 12 mm στο σύνολο της επιφάνειας φορτίζοντας την κατασκευή με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ίσο με 0.30 kN/m^2 . Ο σχεδιασμός θα γίνει με φορτίο 1.50 kN/m^2 ώστε να συμπεριληφθούν τα ίδια βάρη των συνδέσεων (ιδιαίτερα μικρά) και των δευτερευόντων στοιχείων που απαιτούνται για την προσαρμογή της επικάλυψης στον μεταλλικό φορέα (π.χ clamping bars-τεγίδες) καθώς και μονώσεων, υδρορροών και διαφόρων κατασκευαστικών μετατροπών που θα υλοποιηθούν σε αυτόν.

4.3 Μεταβλητές Δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις εντάσσονται τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία που δρουν όσο η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Προσδιορίζονται στατιστικά, αφού λόγω της φύσης των φορτίων δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, με τις τιμές εφαρμογής τους να δίνονται από τους κανονισμούς. Επιβάλλονται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο, ώστε να καλύπτονται όλες οι φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Παρ' όλα αυτά, λόγω της σχετικά μικρής πιθανότητας ταυτόχρονης φόρτισης του φορέα με όλες τις μεταβλητές δράσεις, προβλέπονται από τους κανονισμούς ποσοστά απομείωσης τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

4.3.1 Επιβαλλόμενα Φορτία

Βάσει του EN 1991-1-1, ως επιβαλλόμενα ορίζονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Θεωρούνται ομοιόμορφα κατανεμημένα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.



Σχήμα 4.1 : Επιβαλλόμενα φορτία κατά την διάρκεια εργασιών

4.3.1.1 Κανονισμός Επιβαλλόμενων Φορτίων

Για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων, οι χώροι των στεγών υποδιαιρούνται σε κατηγορίες ανάλογα με το είδος της χρήσης τους, σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2

Πίνακας 4.2 : Κατηγορίες Φορτιζομένων Επιφανειών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και επισκευή
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A και D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Το υπό μελέτη στέγαστρο κατατάσσεται στην κατηγορία H, όπου οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίνονται στον Πίνακα 4.3

Πίνακας 4.3 : Πίνακας επιβαλλόμενου φορτίου απο Εθνικό Προσάρτημα

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Η	0.00 – 1.00 (0.50)	0.90 – 1.50 (1.00)

4.3.1.2 Υπολογισμός Επιβαλλόμενων Φορτίων

Η προτεινόμενη τιμή φορτίου απο το Εθνικό Προσάρτημα είναι $q_k=0.50$ kN/m² το οποίο θεωρείται ότι δρά σε όλη την επιφάνεια της στέγης. Ωστόσο, λόγω της δομής του εν λόγω στεγάστρου δεν έχουν ληφθεί επιβαλλόμενα φορτία, καθώς οι εργασίες θα γίνονται μέσω μάντων και κατάλληλων κριωμάτων που δεν θα φορτίσουν την καθολική επιφάνεια της κατασκευής.

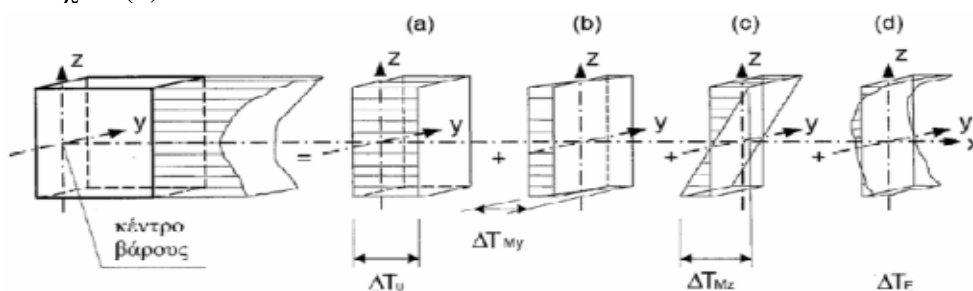
4.3.2 Θερμοκρασιακά Φορτία

Ως θερμικές ορίζονται οι δράσεις που προκαλούνται λόγω τις μεταβολής των πεδίων θερμοκρασίας, εντός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος, σε μια κατασκευή ή ένα δομικό στοιχείο. Θεωρούνται μεταβλητές, έμμεσες δράσεις, οι οποίες επιφέρουν παραμορφώσεις, οι οποίες συνεπάγονται ανάπτυξη τάσεων.

Αφορούν κατασκευές εκτεθειμένες σε ημερήσιες και εποχιακές κλιματολογικές και λειτουργικές θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο, όπως οι γέφυρες, από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία, όπως τα κτήρια. Λόγω της μικρής τους διάρκειας, τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Όσον αφορά την κατανομή της θερμοκρασίας σε ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο, μπορεί να αναλυθεί στις ακόλουθες τέσσερις βασικές συνιστώσες:

- μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας, η οποία συνδέεται με την γραμμική διαστολή ή συστολή ενός στοιχείου ή φορέα (a)
- δύο συνιστώσες γραμμικής θερμοκρασιακής μεταβολής: μια περί τον άξονα z-z (b) και μια περί τον άξονα y-y (c)
- μια μη-γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής η οποία οδηγεί σε ένα σύστημα αυτοϊσορροπων τάσεων που δεν προκαλεί εντατικά μεγέθη στο στοιχείο (d)



Σχήμα 4.2 : Συνιστώσες θερμοκρασιακών μεταβολών

4.3.2.1 Κανονισμός Υπολογισμού Θερμοκρασιακών Φορτίων

Ο υπολογισμός των θερμοκρασιακών δράσεων θα πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τον EN 1991-1-5. Κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού.

Όσα δεδομένα εξαρτώνται από την τοποθεσία του δομήματος και την ποιότητα των μετεωρολογικών στοιχείων, δίνονται στα εθνικά προσαρτήματα κάθε χώρας. Στον Ευρωκώδικα, καθορίζονται δυο θερμοκρασίες, βάσει των οποίων προσδιορίζονται στην συνέχεια οι θερμοκρασίες υπολογισμού των κατασκευών:

- η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} (Σχήμα 4.3)
- η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά T_{min} (Σχήμα 4.4)

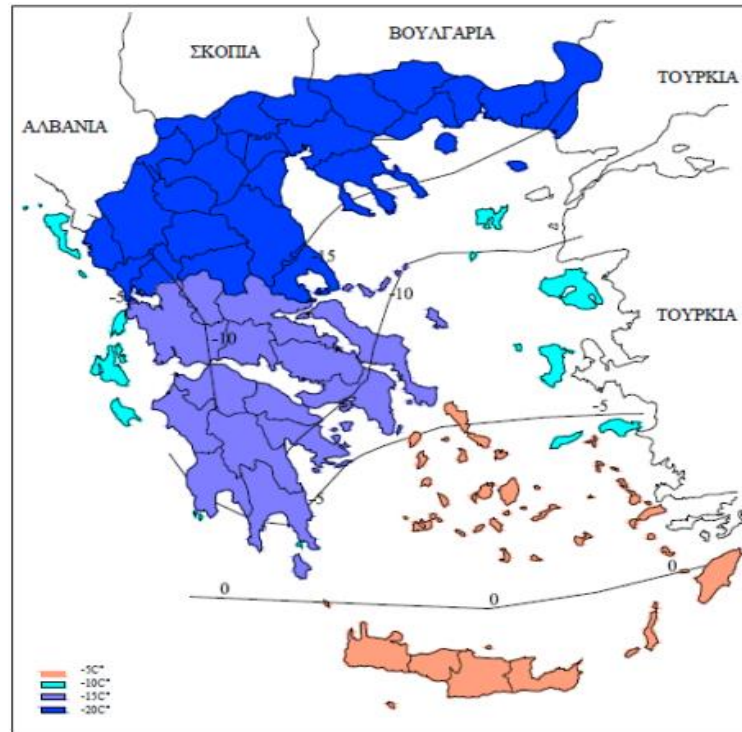
Και οι δύο τιμές βασίζονται στις μέγιστες/ελάχιστες καταγεγραμμένες ωριαίες τιμές, εμφανίζουν πιθανότητα υπέρβασης $p=0.02$ και αναφέρονται σε περίοδο επαναφοράς 50 ετών.

Στον Ευρωκώδικα εισάγονται οι εξής έννοιες:

- Θερμοκρασία ενός μέλους της κατασκευής η οποία έχει δυο επιμέρους συνιστώσες:
 1. μια ομοιόμορφη συνιστώσα θερμοκρασίας ΔT_u , η οποία προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της μέσης θερμοκρασίας T του μέλους και της αρχικής του θερμοκρασίας T_0
 2. μια γραμμικά μεταβαλλόμενη συνιστώσα της θερμοκρασίας, που προκύπτει από την διαφορά ΔT_M μεταξύ των θερμοκρασιών της εξωτερικής και εσωτερικής επιφάνειας μιας διατομής
- Θερμοκρασία ενός τμήματος της κατασκευής η οποία ορίζεται ως η μέση θερμοκρασία του τμήματος. Για ένα συγκεκριμένο έργο, μπορεί να καθορίζεται μια διαφορά θερμοκρασίας, ΔT_p , μεταξύ διαφορετικών τμημάτων της κατασκευής.



Σχήμα 4.3 : Χάρτης μεγίστων θερμοκρασιών υπό σκιά απο το Εθνικό Προσάρτημα



Σχήμα 4.4 : Χάρτης ελαχίστων θερμοκρασιών υπό σκιά απο το Εθνικό Προσάρτημα

4.3.2 Υπολογισμός Θερμοκρασιακών Φορτίων

Ένα στέγαστρο όπως αυτό που μελετάται, αποτελεί κατασκευή στην ύπαιθρο. Κατά την διαδικασία του σχεδιασμού, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εντατικές καταστάσεις που οφείλονται στις ομοιόμορφες μεταβολές της θερμοκρασίας ΔT_u , λόγω συστολής (contraction) και διαστολής (expansion). Ειδικότερα, για την περιοχή της Αττικής, είναι $T_{\max}=45^{\circ}\text{C}$ και $T_{\min}=-15^{\circ}\text{C}$, ενώ για την κατασκευή θεωρείται θερμοκρασία συναρμογής $T_0=15^{\circ}\text{C}$. Προκύπτουν οι διαφορές θερμοκρασίας:

$$\Delta T_{u,\text{con}} = T_{\min} - T_0 = -15 - 15 = -30 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.1)$$

$$\Delta T_{u,\text{exp}} = T_{\max} - T_0 = 45 - (-15) = +30 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.2)$$

4.3.3 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις, προκαλούνται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικά για περιοχές με κρύο καιρό και συχνές χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση και την τοποθεσία της στέγης, ενώ η πυκνότητα του, η οποία δεν είναι σταθερή, από τον βαθμό συμπύκνωσης του. Ως αποτέλεσμα, εκτός της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, ίσως απαιτείται να ληφθεί υπόψη η επίδραση του ανέμου, που μπορεί να επιφέρει ανακατανομή ή και απομάκρυνση του χιονιού από την στέγη. Επιπλέον, δίνεται σημασία σε παράγοντες όπως η διαφυγή θερμότητας από το κτήριο, η έκθεση του κτηρίου σε ισχυρούς ανέμους ή οι εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, σε περιπτώσεις όπου οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.



Σχήμα 4.5 : Απροειδοποίητη Αστοχία Στέγης Αγοράς στην Μόσχα λόγω φορτίων χιονιού, με αποτέλεσμα 61 άτομα να χάσουν την ζωή τους.

4.3.3.1 Κανονισμός Υπολογισμού Φορτίων Χιονιού

Τα φορτία υπολογίζονται σύμφωνα με τον EN 1991-1-3. Το προσδιοριζόμενο φορτίο αναφέρεται σε έργα που σχεδιάζονται σε υψόμετρο χαμηλότερο των 1500 m, έχει προκύψει με την παραδοχή της φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνει υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση. Το φορτίο θεωρείται πως επιδρά κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης και υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις :

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

$$S = \mu_i C_e C_t S_k \quad (4.3)$$

Για τυχηματικές καταστάσεις, όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση:

$$S = \mu_i C_e C_t S_{Ad} \quad (4.4)$$

Για τυχηματικές καταστάσεις, όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση:

$$S = \mu_i S_k \quad (4.5)$$

όπου:

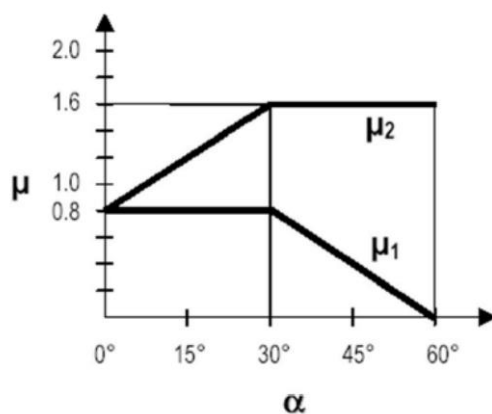
- μ_i συντελεστής Σχήμα τος φορτίου χιονιού
- S_k χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- C_e συντελεστής έκθεσης
- C_t θερμικός συντελεστής
- $S_{Ad} = C_{esl} \cdot S_k$ τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για τυχηματική δράση
- C_{esl} συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού ($C_{esl} = 2$)

4.3.3.1.1 Συντελεστής Σχήμα τος Φορτίου Χιονιού μ_i

Οι τιμές του συντελεστή Σχήμα τος όταν αποφεύγεται η ολίσθηση του χιονιού από την στέγη, καθορίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.4.

Πίνακας 4.4 : Τιμές συντελεστή σχήματος

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0.0
μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \alpha / 30$	1.6	0.0



Σχήμα 4.6 : Τιμές συντελεστή Σχήματος με βάση την κλίση

4.3.3.12 Συντελεστής Εκθέσεως C_e

Για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά, δίνονται οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή εκθέσεως στον Πίνακα 4.5

Πίνακας 4.5 : Προτεινόμενες τιμές συντελεστή εκθέσεων

Τοπογραφικά χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο	0.8
Κανονικό	1.0
Προστατευόμενο	1.2

Εκτεθειμένο: Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές με λίγη ή καθόλου προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών ή των δέντρων.

Προφυλαγμένο: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο ή περιβάλλεται από υψηλά δέντρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Κατά την επιλογή του κατάλληλου συντελεστή εκθέσεως θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μελλοντική εξέλιξη του χώρου γύρω από το έργο.

4.3.3.1.3 Θερμικός Συντελεστής C_t

Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης λαμβάνεται ίσος με 1. Για γυάλινες στέγες όπως στην προκειμένη περίπτωση μειώνεται το φορτίο χιονιού λόγω απωλειών θερμότητας.

4.3.3.1.4 Χαρακτηριστική Τιμή Φορτίου Χιονιού επί Εδάφους S_k

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους εξαρτάται από την ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου, αναφέρεται σε περίοδο επαναφοράς 50 ετών και δίνεται από την σχέση:

$$S_k = S_{k,0} \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \quad (4.6)$$

όπου :

- $S_{k,0}$ χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας ($A=0$), σε kN/m^2
- A το υψόμετρο της τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, σε m. Μετρείται με ακρίβεια 100 m και στρογγυλοποιείται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.

Πίνακας 4.6 : Προτεινόμενες ζώνες χαρακτηριστικής τιμής φορτίου χιονιού

Ζώνη	$S_{k,0}$ (kN/m^2)
I	0.4
II	0.8
III	1.7

Ζώνη I: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη II: Υπόλοιπη χώρα.

Ζώνη III: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

4.3.3.1.5 Χαρακτηριστική Τιμή Φορτίου Χιονιού επί Εδάφους s_n για Περίοδο Επαναφοράς “ n ” Ετών

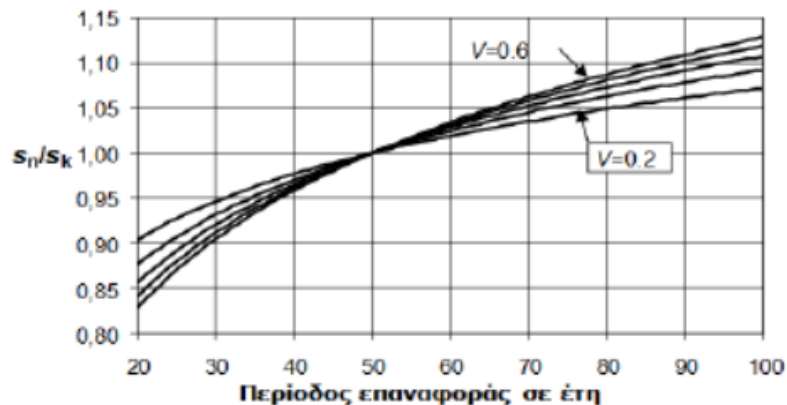
Ο υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_n για περίοδο επαναφοράς “ n ” ετών γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα Δ του EN 1991-1-3. Εφόσον τα μέγιστα ετήσια φορτία χιονιού ακολουθούν την κατανομή Gumbel, τότε το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος προκύπτει από την σχέση:

$$s_n = s_k \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722]}{(1 + 2.5923V)} \right\} \quad (4.7)$$

όπου:

- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος με περίοδο επαναφοράς 50 έτη
- s_n το φορτίο χιονιού στο έδαφος με περίοδο επαναφοράς n έτη
- P_n η ετήσια πιθανότητα υπερβάσεως (ισοδύναμα προσεγγιστικά με $1/n$, όπου n είναι η αντίστοιχη περίοδος επαναφοράς σε έτη)
- V ο συντελεστής μεταβλητότητας του μέγιστου ετήσιου φορτίου χιονιού στο έδαφος

Εναλλακτικά του πάνω υπολογισμού, μπορεί να γίνει χρήση του σχήματος 4.6:



Σχήμα 4.7 : Σχήμα περιόδου επαναφοράς-λόγου s_n/s_k

4.3.3.2 Υπολογισμός Φορτίων Χιονιού

Η περιοχή κατασκευής του στεγάστρου του σταδίου κατατάσσεται στην Ζώνη II, με χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη θάλασσας $s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$. Το υψόμετρο του σταδίου, έχοντας ως σημείο αναφοράς της μέτρησης την θάλασσα, είναι ίσο με 187 m, άρα $A=200 \text{ m}$ (στην μεγαλύτερη εκαταντάδα).

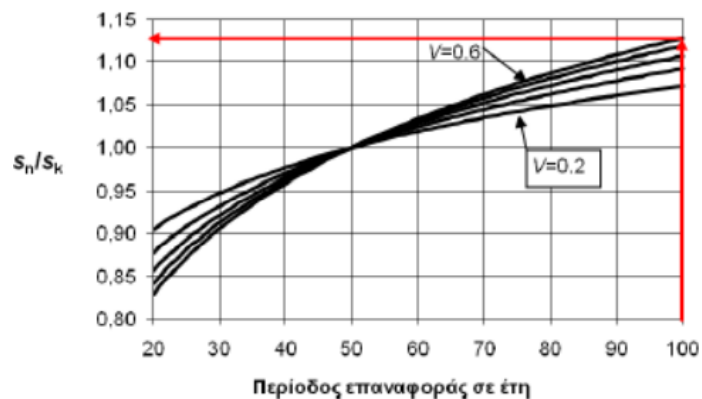


Σχήμα 4.8 : Τοποθεσία φορέα σεγιάστρου

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους $S_{k,A}$, για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, απο εξίσωση (4.6), είναι ίση με:

$$S_k = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] = 0.80 \left[1 + \left(\frac{200}{917} \right)^2 \right] = 0.85 \text{ kN/m}^2$$

Με την χρήση του διαγράμματος, ο λόγος της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού s_n , για περίοδο επαναφοράς 100 ετών, ως προς την χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού s_k , για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, για τον μέγιστο συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων χιονιού ($V=0.60$) προκύπτει ίσος με:



Σχήμα 4.9 : Επιλεχθήσα τιμή

$$\frac{S_n}{s_k} = 1.125 \quad \text{οπότε } S_n = 1.125 \times 0.85 \text{ και } S_n = 0.96 \frac{kN}{m^2}$$

Το στέγαστρο βρίσκεται σε εξωτερικό χώρο οπότε όλες οι παρειές είναι το ίδιο εκτεθειμένες. Παρόλο που η επικάλυψη είναι γυάλινη και εξαιτίας της κλιματικής αλλαγής που πλήττει ολόκληρο τον κόσμο, ο θερμικός συντελεστής C_t δεν απομειώνεται και λαμβάνεται ίσος με 1.00, υπέρ της ασφαλείας.

Η περιοχή γύρω από το στέγαστρο χαρακτηρίζεται σύμφωνα με τα τοπογραφικά της χαρακτηριστικά, ως προφυλαγμένη, επομένως ο συντελεστής έκθεσης C_e είναι ίσος με 1.20.

Όσον αφορά τον συντελεστή Σχήμα t , εξαιτίας του γεγονότος ότι το υπό μελέτη στέγαστρο δεν μπορεί να υπαχθεί ξεκάθαρα σε κάποια από τις περιπτώσεις του Ευρωκώδικα (δικλινείς – μονοκλινείς – κυλινδρικές στέγες), έγινε παραδοχή μονοκλινούς στέγης και ακολουθήθηκε ο χωρισμός της επιφάνειας του σε εγκάρσιες κατά την Ανατολή ζώνες, με παράγοντα την κλίση των επιμέρους επιφανειών με τον ορίζοντα. Όπου η κλίση ξεπερνά τις 60° το φορτίο χιονιού αγνοείται.

Το πλήθος των ζωνών που προέκυψαν είναι τέσσερις (4) με τα πιο κάτω χαρακτηριστικά και για έκαστη υπολογίστηκε το επιφανειακό φορτίο που της αντιστοιχεί.

- ✓ Ζώνη 1 : Κλίση $\varphi_1 = 7.70^\circ$
- ✓ Ζώνη 2 : Κλίση $\varphi_2 = 7.70^\circ$
- ✓ Ζώνη 3 : Κλίση $\varphi_3 = 24.34^\circ$
- ✓ Ζώνη 4 : Κλίση $\varphi_4 = 44.34^\circ$

Όπου $\varphi_{1,2} = 7.70^\circ$ και $\varphi_3 = 24.34^\circ \leq 30^\circ$ από πίνακα 4.4 προκύπτει ότι $\mu_1^{Z_{1,2,3}} = 0.80$ και το επιφανειακό φορτίο για τις Ζώνες 1,2,3 υπολογίζεται από εξίσωση (4.4) ως :

$$S_{1,2,3} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_d = 0.80 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.96 = 0.93 \frac{kN}{m^2}$$

Όπου $\varphi_4 = 44.34^\circ \geq 30^\circ$ από πίνακα 7 προκύπτει ότι $\mu_1^{Z_4} = 0.80 \times \left(\frac{60-44.34}{30} \right) = 0.4176$ και το επιφανειακό φορτίο για την Ζώνη 4 υπολογίζεται από εξίσωση (4.4) ως :

$$S_4 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_d = 0.4176 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.96 = 0.50 \frac{kN}{m^2}$$

Τέλος στα σημεία με υψόμετρο $z \leq 19.20$ m παρατηρήθηκε ότι αλλού κλίνουν με 51.6° και αλλού με 61.1° , συνεπώς λήφθηκε ο μέσος όρος τους ίσος με $\varphi_5 = \left(\frac{51.6+66.10}{2} \right) = 56^\circ$ και $\mu_1^{Z_{z \leq 19.20m}} = 0.80 \times \left(\frac{60-56}{30} \right) = 0.106$ όπου τελικά από εξίσωση (4.4) :

$$S_{z \leq 19.20m} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_d = 0.106 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.96 = 0.123 \frac{kN}{m^2}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση, δεν απαιτείται υπολογισμός του φορτίου χιονιού. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, εξαιρετικά φορτία χιονιού, θεωρούμενα ως τυχηματική δράση, λαμβάνονται υπόψη αποκλειστικά για περιοχής της Ζώνης ΙΙΙ, υψόμετρου μεγαλύτερου από 1000 m.

Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση, δεν χρειάζεται να γίνει υπολογισμός του φορτίου χιονιού, καθώς τέτοιες μετατοπίσεις εμφανίζονται σε περιπτώσεις στεγών πολλών ανοιγμάτων, στεγών σε επαφή ή πολύ κοντά με άλλες κατασκευές ή στεγών όπου παρατηρείται συγκέντρωση χιονιού σε προεξοχές, εμπόδια ή πετάσματα.

4.3.4 Φορτία Ανέμου

Τα φορτία του ανέμου αποτελούν – μαζί με τα σεισμικά – τα κυρίαρχα φυσικά φορτία επί των κατασκευών. Ο τρόπος και ο βαθμός απόκρισης των κατασκευών έναντι του ανέμου, αποτελούν καθοριστικής σημασίας στον δομοστατικό σχεδιασμό. Με την υλοποίηση ερευνών, πειραμάτων, παρατηρήσεων και με την χρήση της Στατιστικής έχει καταστεί δυνατή η ποσοτική ερμηνεία και της επίδρασης των φορτίων του ανέμου επί των συνήθων κατασκευών. Ο υπολογισμός σε αυτές τις περιπτώσεις πραγματοποιείται με την χρήση των κανονιστικών διατάξεων.



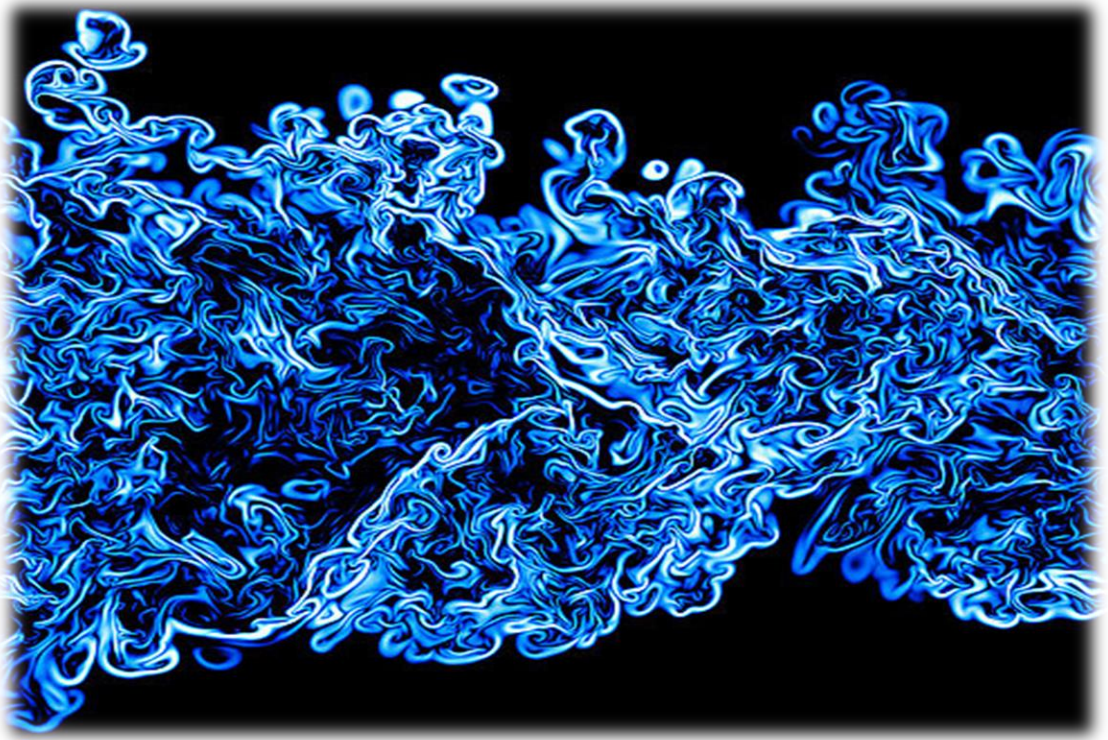
Σχήμα 4.10 : Κατάρρευση Στέγης Γηπέδου της Ομάδας Alkmaar λόγω δυνατών ριπών ανέμου

4.3.4.1 Η φύση του ανέμου

Ως άνεμος ορίζεται η κίνηση του αέρα σε σχέση με την Γη, λόγω πολλών και διαφόρων παραγόντων. Κύριος αυτών είναι η διαφορά θερμοκρασίας του αέρος – και κατ' επέκταση βαρομετρικής πίεσης – η οποία οφείλεται στην ανομοιόμορφη απορρόφηση θερμότητας των διαφόρων τμημάτων της επιφάνειας της Γης. Όταν δύο συνεχόμενες περιοχές δεν έχουν όμοια θερμοκρασία, τότε η ατμοσφαιρική πίεση της περισσότερο ψυχρής θα είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της θερμότερης. Ειδικότερα, όσο πιο θερμή είναι μια αέρια μάζα τόσο πιο αραιή και ελαφριά από τις γειτονικές της γίνεται, τείνοντας έτσι σε μια ανοδική κίνηση. Οι υπόλοιπες, ψυχρότερες μάζες θα κινούνται έτσι ώστε να καλύψουν την θέση της, προκαλώντας μια ροή ανοδικών και καθοδικών κινήσεων. Η παραπάνω κίνηση αποτελείται από δύο συνιστώσες, μια κατακόρυφη, που καλείται ρεύμα, και μια οριζόντια, που καλείται άνεμος και είναι αυτή που μελετάται. Ένας ακόμα παράγοντας αποτελούν οι δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της περιστροφής της Γης. Επομένως, ο άνεμος αποτελεί ένα πολύ απρόβλεπτο και σύνθετο φαινόμενο ως προς την ανάλυση του.

Ο άνεμος παρουσιάζει μια τυρβώδη συμπεριφορά, λόγω του ότι αποτελείται από πλήθος δινών, ποικίλων μεγεθών και χαρακτηριστικών. Τυρβώδης χαρακτηρίζεται η ροή ενός ρευστού στην οποία παρατηρείται ακανόνιστη κίνηση των σωματιδίων, ανάμιξη των γειτονικών στρώσεων του και όπου οι δυνάμεις αδράνειας υπερिशύουν αυτών του ιξώδους. Ιδιαίτερο γνώρισμα της αποτελεί η μεταβολή των χαρακτηριστικών της, δηλαδή της

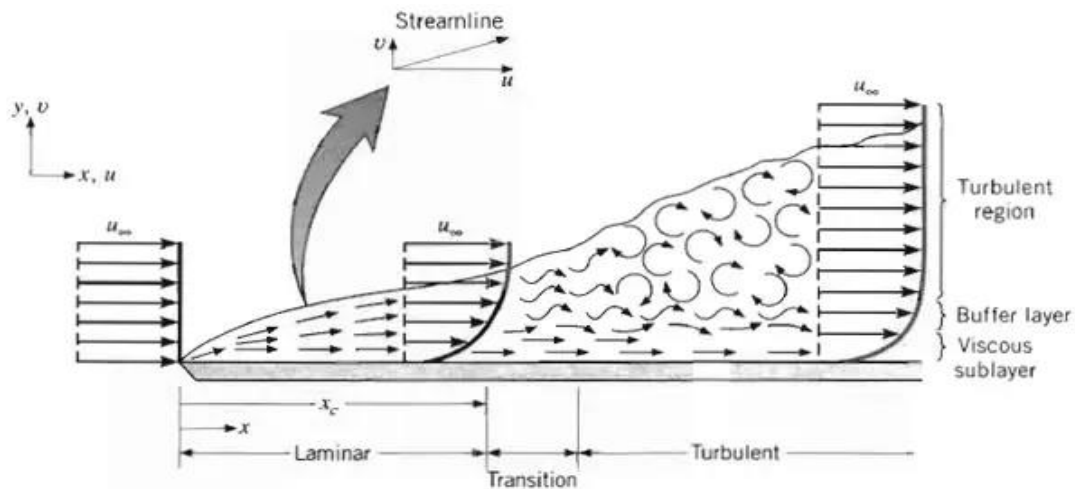
ταχύτητας, της πίεσης και της θερμοκρασίας, τόσο χρονικά όσο και χωρικά. Τέλος, τυρβώδης ροή εμφανίζεται για αριθμό Reynolds $Re > 4000$.



Σχήμα 4.11 : Στιγμιότυπο Τυρβώδους Ροής

Η στροβιλότητα των ισχυρών ανέμων αυξάνεται στα χαμηλά επίπεδα της ατμόσφαιρας λόγω της αλληλεπίδρασης με το ανάγλυφο και τα στοιχεία του. Σε μεγάλα ύψη όπου οι δυνάμεις λόγω τριβής είναι αμελητέες, ασκούνται μόνο οι πιέσεις και η δύναμη Coriolis. Οι πιέσεις – όπως αναφέρθηκε και παραπάνω – είναι θερμοδυναμικά αποτελέσματα λόγω ανομοιόμορφης θέρμανσης της Γης. Η δύναμη Coriolis οφείλεται στην περιστροφή της Γης. Δρα στα δεξιά της κατεύθυνσης της κίνησης στο βόρειο ημισφαίριο και στα αριστερά στην περίπτωση του νοτίου ημισφαιρίου. Στον Ισημερινό η δύναμη Coriolis είναι μηδέν.

Κοντά στην επιφάνεια, η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται αρνητικά από την τραχύτητα του εδάφους. Το στρώμα που ξεκινάει από το σημείο όπου η ταχύτητα του ανέμου είναι μηδέν και εκτείνεται μέχρι το σημείο στο οποίο αυτή σταθεροποιείται, ονομάζεται ατμοσφαιρικό οριακό στρώμα. Το βάθος του ατμοσφαιρικού οριακού στρώματος αυξάνεται με αύξηση της τραχύτητας της επιφάνειας. Ακόμα, η καθ' ύψος κατανομή του ανέμου εξαρτάται από το ανάγλυφο του εδάφους. Ένα ανώμαλο έδαφος όπως είναι τα βουνά, οι λόφοι, ορεινές εξάρσεις κ.α., δημιουργεί πύκνωση των ρευματογραμμών και επομένως επιτάχυνση του ανέμου. Η τελευταία μεγιστοποιείται όταν η διεύθυνση του ανέμου είναι κάθετη στην ανωμαλία του ανάγλυφου.



Σχήμα 4.12 : Φαίνονται οι τρεις φάσεις που περνά ο αέρας, ξεκινά ως στρωτή ροή συνεχίζει στην μεταβατική περιοχή όπου αυξάνεται ο Re όπου τελικά μετατρέπεται σε τυρβώδη ροή δημιουργώντας στροβιλισμό

4.3.4.2 Η αλληλεπίδραση του ανέμου με τις κατασκευές

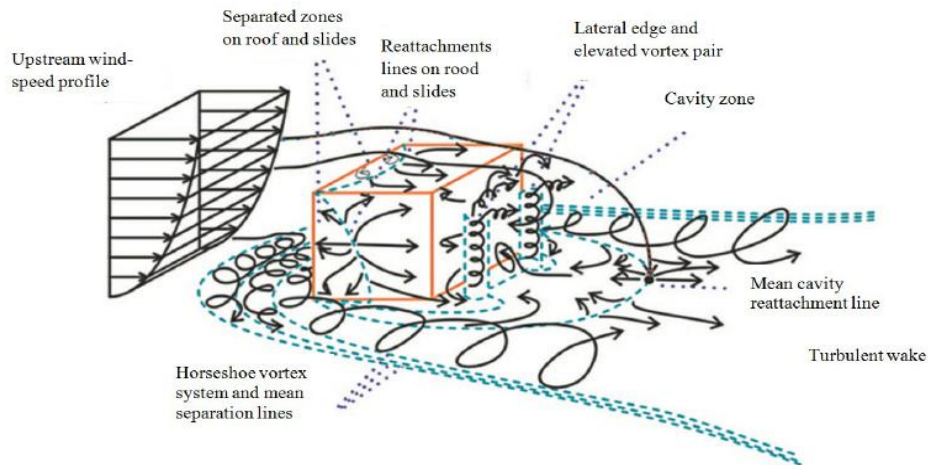
Η αλληλεπίδραση ανέμου-κατασκευών δημιουργεί ποικίλες καταστάσεις ροής. Η ταχύτητα του ανέμου αναπαρίσταται με ένα διάνυσμα, το οποίο λόγω της τυρβώδους φύσεως του μεταβάλλεται στον χρόνο. Ειδικότερα, για το διάνυσμα της ταχύτητας ισχύει:

$$V(z, t) = \bar{V}(z) + v(z, t) \quad (4.8)$$

όπου :

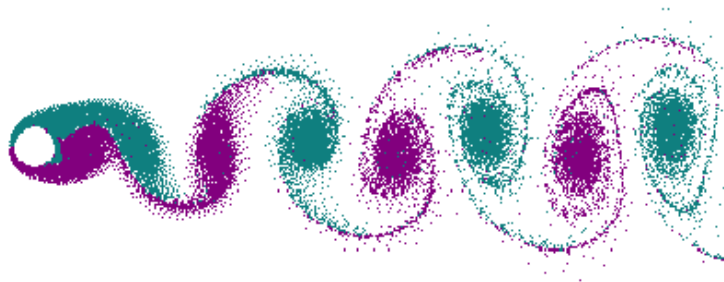
$\bar{V}(z)$	στατική συνιστώσα του ανέμου
$v(z, t)$	δυναμική ή τυρβώδης συνιστώσα του ανέμου

Η δυναμική φόρτιση της κατασκευής εξαρτάται από το μέγεθος των δινών που ασκούνται επί αυτής. Οι δίνες μεγέθους συγκρίσιμου με αυτό της κατασκευής, είναι ευμενέστερες, αφού επιφέρουν συγγενείς πιέσεις σε αυτή, «αγκαλιάζοντας» την. Από την άλλη, οι μικρές δίνες δημιουργούν πιέσεις σε διάφορα μέρη της κατασκευής, ασυσχέτιστα μεταξύ τους ενώ είναι ικανές να προκαλέσουν δονήσεις παραπλήσιες στην ιδιοσυχνότητα της κατασκευής, με αποτέλεσμα την δημιουργία επαυξητικού δυναμικού φορτίου, ιδιαίτερα επικίνδυνου για εύκαμπτες κατασκευές.



Σχήμα 4.13 : Δίνες γύρω από μια ορθογωνική κατασκευή

Λεπτομερέστερα, όταν ο άνεμος προσεγγίζει μια κατασκευή, προκαλούνται μεγάλες διακυμάνσεις της ανεμοπίεσης στην επιφάνεια του, επιβάλλοντας αεροδυναμικά φορτία στο σύστημα. Ο συνδυασμός καμπτικής και στρεπτικής καταπόνησης από αυτά, δύναται να επιφέρει φαινόμενα αστάθειας καθώς και υψηλού μεγέθους ταλαντώσεις. Αν η φυσική ιδιοσυχνότητα της κατασκευής ταυτιστεί με την συχνότητα των δινών, τότε επέρχεται συντονισμός και παρουσιάζονται πολύ αυξημένες μετατοπίσεις, ενώ παράλληλα, η ασύμμετρη κατανομή της πίεσης γύρω από την διατομή, προκαλεί μια πρόσθετη εγκάρσια δύναμη, καθώς οι δίνες διασκορπίζονται. Το φαινόμενο αυτό, που μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία, ονομάζεται αποβολή στροβιλότητας (vortex shedding). Οι ταλαντώσεις, παίζουν σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό σε κατάσταση λειτουργικότητας, λόγω της αντίδρασης των ανθρώπων, ιδιαίτερα σε κτήρια μεγάλους ύψους.



Σχήμα 4.14 : Φαινόμενο Vortex Shedding

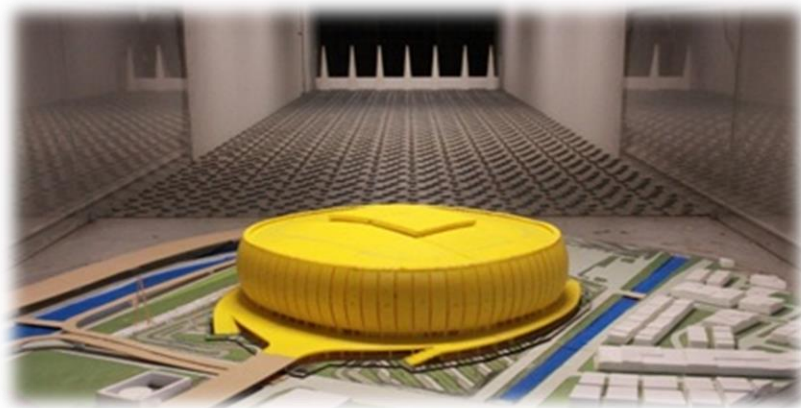
4.3.4.3 Υπολογισμός Φορτίων Ανέμου σε Στέγαστρα

Οι πιέσεις λόγω ανέμου που ασκούνται σε μια κατασκευή, εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του ανέμου, την γεωμετρία της κατασκευής, την τραχύτητα και την τοπογραφική διαμόρφωση της περιοχής. Λόγω του φαινομένου vortex shedding και του τυρβώδους χαρακτήρα της ροής, καθώς επίσης και της ανομοιομορφίας ως προς την φόρτιση και την ένταση, προκύπτουν πολλές αβεβαιότητες ως προς τον σχεδιασμό, αφού το μέγιστο φορτίο που ασκείται πραγματικά σε μια κατασκευή, μπορεί σε μεγάλο βαθμό να διαφέρει από αυτό που προβλέπεται από τις κανονιστικές διατάξεις κάθε χώρας. Πιο συγκεκριμένα, σε περιπτώσεις ιδιαίτερης και περίπλοκης γεωμετρίας της κατασκευής, καθώς και σε υψηλά κτήρια, οι κανονισμοί οδηγούν σε συντηρητικές ή ακόμα και μη ρεαλιστικές προσεγγίσεις.

Συνήθως, τα στέγαστρα των σταδίων, των σταθμών τρέων, των εμπορικών κέντρων έχουν ακανόνιστη γεωμετρία και συχνά μεγάλη επιφάνεια ανοιγμάτων, με αποτέλεσμα η χρήση των κανονισμών να μην είναι δυνατή για μια ρεαλιστική προσέγγιση της φόρτισης. Επιπρόσθετα, το μικρό βάρος του στεγάστρου συγκριτικά με την επιφάνεια προσβολής, καθιστά το φορτίο του ανέμου κρίσιμο κατά τον σχεδιασμό τους. Σε περιπτώσεις μάλιστα, ιδιαίτερων και αεροδυναμικών σχημάτων, επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό η ροή και η ταχύτητα του ανέμου, με τα αποτελέσματα αυτά να μεταφέρονται και στις γειτονικές κατασκευές. Στην συνέχεια, παρουσιάζονται εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού των φορτίων των ανεμοπιέσεων για μια πιο ρεαλιστική προσέγγιση των ανεμοπιέσεων.

4.3.4.3.1 Δοκιμή Αεροδυναμικής Σήραγγας

Η προσομοίωση της απόκρισης της εκάστοτε υπό μελέτη κατασκευής έναντι ανέμου, πραγματοποιείται με τη χρήση μοντέλων σε αεροδυναμική σήραγγα. Με αυτό τον τρόπο, υπολογίζονται με ακρίβεια οι ασκούμενες πιέσεις στις επιφάνειες εύκαμπτων και ασυνήθιστων γεωμετρικά κατασκευών. Συνήθως οδηγεί σε οικονομικότερο σχεδιασμό, αφού οι πραγματικές πιέσεις προκύπτουν μικρότερου μεγέθους από αυτές που προορίζονται από τον κανονισμό. Για αποτελέσματα που αντιπροσωπεύουν επιτυχώς τις πραγματικές συνθήκες, απαιτείται σωστή προσομοίωση τόσο των ανεμολογικών συνθηκών της περιοχής, όσο και της κατασκευής και των περιβαλλόντων κτηρίων. Επιπλέον, οι αποστάσεις του μοντέλου από τα τοιχώματα της σήραγγας θα πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να μην επιφέρουν μεταβολή της ταχύτητας του ανέμου.



Σχήμα 4.15 : Δοκιμή αεροδυναμικής σήραγγας για λογαριασμό διεθνούς σταδίου της Τζακάρτα

Ως προς την διαδικασία εκτέλεσης της δοκιμής, το μοντέλο τοποθετείται αρχικώς σε μια περιστρεφόμενη πλατφόρμα στο εσωτερικό της ανεμοσήραγγας. Ξεκινάει τότε η ροή ανέμου με τα επιθυμητά χαρακτηριστικά από τον ανεμιστήρα, η οποία αφού διασχίσει ένα κατάλληλα διαμορφωμένο για τον σχηματισμό τυρβώδους ροής έδαφος, προσκρούει στο μοντέλο. Ειδικοί αισθητήρες που έχουν τοποθετηθεί σε συγκεκριμένα σημεία του μοντέλου, όπως επίσης και κάμερες υψηλής ταχύτητας και ανάλυσης καταγράφουν τις αναπτυσσόμενες πιέσεις, τις μετατοπίσεις και τις ταχύτητες του ανέμου σε διάφορες περιοχές. Όταν μια δοκιμή ολοκληρωθεί, ακολουθεί περιστροφή της πλατφόρμας υπό την επόμενη επιθυμητή γωνία και ξεκινάει η επόμενη. Υλοποιούνται τόσες δοκιμές όσες και οι υπό εξέταση κατευθύνσεις του ανέμου και στο τέλος, υπολογίζονται αναλογικά οι φορτίσεις που θα ληφθούν υπόψη κατά την μελέτη.

Συνολικά, οι μετρήσεις σε αεροδυναμική σήραγγα, παρέχουν τους μελετητές με αξιόπιστα αποτελέσματα, για πολλούς και διαφορετικούς συνδυασμούς ταχυτήτων και διευθύνσεων ανέμου και αποτελούν πολύτιμο εργαλείο κατά τον σχεδιασμό. Από την άλλη, απαιτούν εξειδικευμένο εξοπλισμό και προσωπικό, ακριβή προσομοίωση των χαρακτηριστικών του ανέμου, της κατασκευής και του περιβάλλοντα χώρου, είναι χρονοβόρες και υψηλού κόστους.



Σχήμα 4.16 : Προσομοίωση ροής ανέμου στον κέντρο του Manhattan στις Η.Π.Α.

4.3.4.3.2 Μέθοδος της Υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής (CFD)

Η μέθοδος της υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής (CFD – Computational Fluid Dynamics) επιλύει προβλήματα που περιλαμβάνουν ροές ρευστών, μέσω αριθμητικών μεθόδων και μοντέλων προσομοίωσης της συμπεριφοράς του ανέμου. Με την χρήση ηλεκτρονικών υπολογιστών, είναι δυνατή η ανάλυση και επομένως η εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την επίδραση διάφορων παραμέτρων, όπως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, οι ιδιότητες του ρευστού, οι οριακές συνθήκες, το μοντέλο ροής κ.α. στα χαρακτηριστικά της ροής.

Όσον αφορά στο πεδίο εφαρμογής του δομοστατικού σχεδιασμού, η μέθοδος CFD παρέχει λύσεις στις περιπτώσεις δομής φορέων, όπου εκ των πραγμάτων η επίλυσή τους, δεν μπορεί να βασιστεί σε κάποιο απλοποιημένο πρότυπο. Ειδικότερα, γίνεται πλήρης προσομοίωση της δοκιμής σε αεροδυναμική σήραγγα μέσω του εκάστοτε λογισμικού. Τα

αποτελέσματα που προκύπτουν παρουσιάζουν μικρές διαφορές σε σύγκριση με τα αντίστοιχα της πραγματικής δοκιμής. Το χρονικό και οικονομικό κόστος είναι αρκετά μικρότερο. Ως αποτέλεσμα στην μελέτη όλο και περισσότερων έργων ιδιαίτερης γεωμετρίας, ο υπολογισμός των ανεμοπιέσεων υλοποιείται – τουλάχιστον σε φάση προμελέτης – με την μέθοδο της υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής.

4.3.4.4 Χαρακτηριστικά του Ανέμου

Όσον αφορά τα χαρακτηριστικά του ανέμου, λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN 1991-1-4.

Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.9)$$

όπου:

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1.00)
 c_{season} ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1.00)
 $v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με την χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 min, 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). Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου σύμφωνα με το αντίστοιχο εθνικό προσάρτημα 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.

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος πάνω από το έδαφος δίνεται από την σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) v_b \quad (4.10)$$

όπου:

$c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1.00)

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας. Υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right), & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r \cdot (z_{min}) & z \leq z_{min} \end{cases} \quad (4.11)$$

όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας, που δίνεται από τον Πίνακα 4.7

z_{min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον Πίνακα 4.7

z_{max} λαμβάνεται ίσο με 200 m

k_r ο συντελεστής εδάφους. Εξαρτάται από το μήκος τραχύτητας

z_0 και προκύπτει από την σχέση:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (4.12)$$

όπου:

$z_{0,IV}$ είναι ίσο με 1.00 m (Πίνακας 5.7, κατηγορία εδάφους IV).

Πίνακας 4.7 : Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1.0	10

Ένταση στροβιλισμού ανέμου $I_v(z)$

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου $I_v(z)$ σε ύψος z δίνεται από την σχέση:

$$I_v(z) = \begin{cases} \left(\frac{\sigma_v}{v_m(z)} \right) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ I_v \cdot (z_{min}) & z \leq z_{min} \end{cases} \quad (4.13)$$

όπου:

- k_1 ο συντελεστής στροβιλισμού (προτεινόμενη τιμή 1.00)
- c_0 ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους
- z_0 το μήκος τραχύτητας

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_{p(z)}$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_{p(z)} = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.14)$$

όπου:

ρ η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και την βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια της ανεμοθύελλας (1.25 kg/m³)

$I_{v(z)}$ η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$C_{e(z)}$ ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από την σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.15)$$

όπου:

q_b η βασική πίεση και δίνεται από την σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.16)$$

Συντελεστής Δύναμης C_f για κυκλικούς κυλίνδρους

Ο συντελεστής δύναμης c_f για ένα κυκλικό κύλινδρο πεπερασμένου μήκους προσδιορίζεται από την εξίσωση :

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (4.17)$$

όπου:

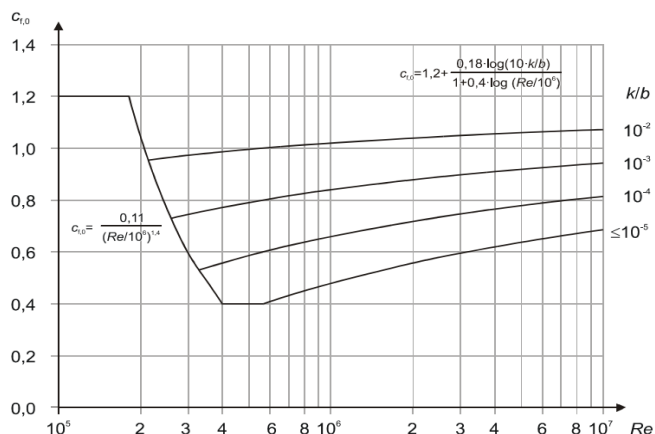
$C_{f,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων (βλέπε Σχήμα 4.3¹)

ψ_λ είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων (βλέπε 4.19)

Πίνακας 4.8 : Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας, k

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k mm	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k mm
γυαλί	0,0015	λείο σκυρόδεμα	0,2
στιλβωμένο μέταλλο	0,002	πλανισμένο ξύλο	0,5
λεπτή βαφή	0,006	τραχύ σκυρόδεμα	1,0
βαφή με ψεκασμό	0,02	τραχύ προιονισμένο ξύλο	2,0
στιλπνός χάλυβας	0,05	Σκουριά	2,0
χυτοσιδηρος	0,2	Τούβλα	3,0
γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

¹ Το Σχήμα 4.3 βασίζεται στον αριθμό Reynolds με $v = \sqrt{\frac{2 \times q_p}{\rho}}$ και q_p η πίεση αιχμής από την εξίσωση (4.14)



Σχήμα 4.17 : Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b

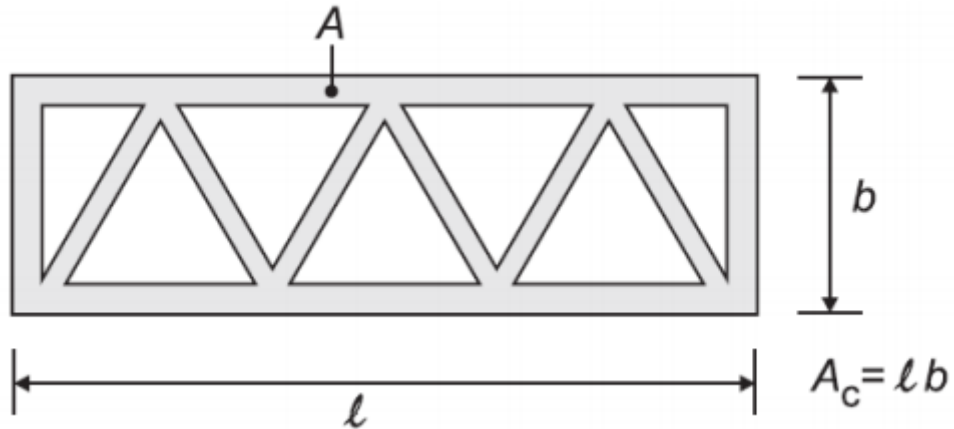
Με την καθοδήγηση του πίνακα 4.9, υπολογίζεται η ενεργός λυγηρότητα λ και από την εξίσωση (4.18), προκύπτει ο συντελεστής πλήρωσης ϕ .

Πίνακας 4.9 : Προτεινόμενες τιμές λυγηρότητας

No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $l \geq 50$ m, $\lambda = 1,4$ l/b ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο
2		για $l < 15$ m, $\lambda = 2$ l/b ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $l \geq 50$, $\lambda = 0,7$ l/b ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο
3		Για ενδιάμεσες τιμές του l , θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή
4		για $l \geq 50$ m, $\lambda = 0,7$ l/b ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο για $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο Για ενδιάμεσες τιμές του l , θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

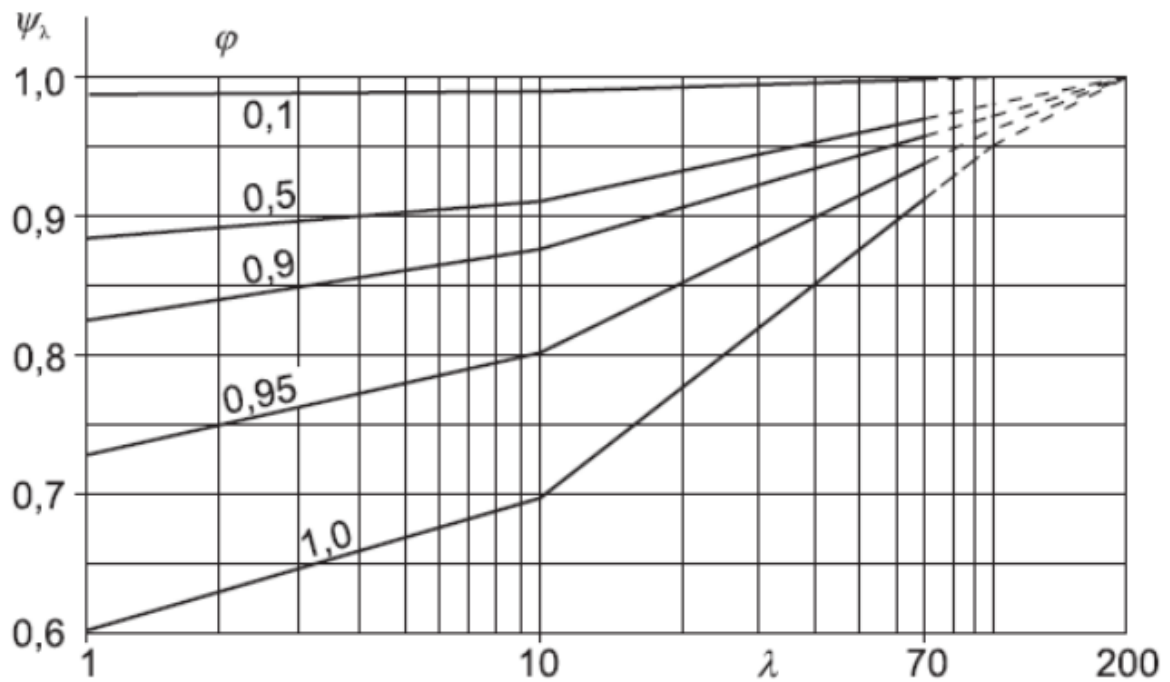
$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1 \quad (4.18)$$

Όπου οι τιμές των A , A_c προκύπτουν από το Σχήμα 4.18



Σχήμα 4.18 : Ορισμός μεγεθών A , A_c

Από το Σχήμα 4.4 και συναρτήσεις των λ και φ , υπολογίζεται ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ .



Σχήμα 4.19 : Συντελεστής επίδρασης ροής άκρων

4.3.4.5 Υπολογισμός Φορτίων Ανέμου

4.3.4.5.1 Υπολογισμός πίεσης αιχμής $q_p(z)$

Η περιοχή για την οποία μελετάται η κατασκευή, βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10 km από την παράλια ακτή, επομένως η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου είναι $v_{b,0}=27$ m/s. Για την βασική ταχύτητα του ανέμου απο την εξίσωση (4.9) ισχύει:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 27 = 27 \frac{m}{s}$$

Για έδαφος κατηγορίας IV, με $z_0=1.0$ m και $z_{min}=10$ m, απο εξίσωση (4.12) ο συντελεστής εδάφους είναι:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{1}{0.05} \right)^{0.07} = 0.2343$$

Για $z_{min} \leq 25.50 \leq z_{max}$, ο συντελεστής τραχύτητας απο εξίσωση (4.11) είναι:

$$c_{r(z=25.50)} = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.2343 \cdot \ln \left(\frac{25.17}{1.0} \right) = 0.76$$

Επομένως, η μέση ταχύτητα του ανέμου v_m , σε ύψος 25.50 m πάνω από το έδαφος απο την εξίσωση (4.10) προκύπτει :

$$v_m(25.5) = c_r(30) \cdot c_0(30) \cdot v_b = 0.76 \cdot 1.0 \cdot 27 = 20.52 \frac{m}{s}$$

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου I_v σε ύψος 25.50 m για $z_{min} \leq 25.5 \leq z_{max}$, απο την εξίσωση (4.13) υπολογίζεται ως :

$$I_v(25.5) = \frac{k_1}{c_0(30) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1.0}{1.0 \cdot \ln \left(\frac{25.5}{1.0} \right)} = 0.31$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος 25.50 m, προσδιορίζεται από την εξίσωση (4.14) ίση με :

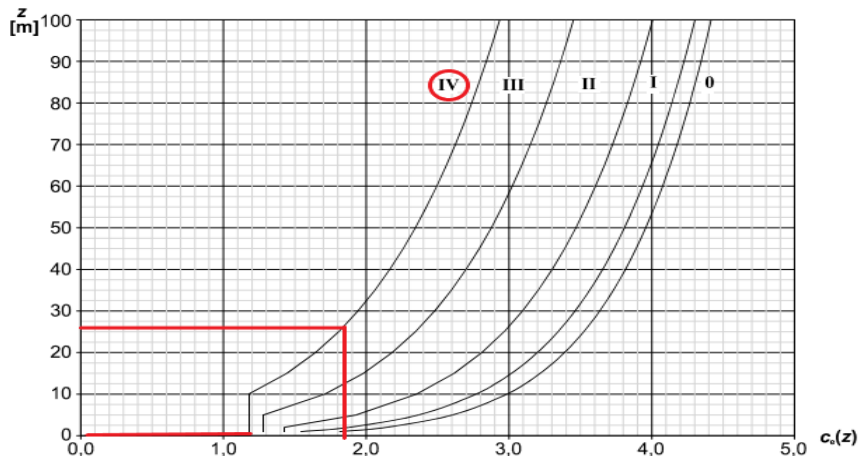
$$\begin{aligned} q_p(25.50) &= [1 + 7 \cdot I_v(25.5)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(25.5) = [1 + 7 \cdot 0.31] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 20.52^2 \\ &= 0.8342 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Τέλος, η ταχύτητα που χρησιμοποιήθηκε ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της στροβιλότητας είναι:

$$v(25.50) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(25.20)}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0.8342}{0.00125}} = 36.54 \frac{m}{s}$$

4.3.4.5.2 Υπολογισμός Γραμμικού Φορτίου στα Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα του υπό μελέτη έργου είναι όλα κυλινδρικής διατομής απο την γερμανική σειρά DIN KH, με μέγιστη διάμετρο τα 1067 mm και μέγιστο πάχος τα 30 mm. Στη συνέχεια, αναλύεται η διαδικασία υπολογισμού των δυνάμεων που αναπτύχθηκαν σε ένα χαρακτηριστικό υποστυλώμα, δεδομένης της πίεσης αιχμής και ταχύτητας που υπολογίστηκαν στο υποκεφάλαιο 4.3.4.5 Στην συνέχεια η δύναμη αυτή κατανέμεται γραμμικά στο σύνολο του μήκους στου υποστυλώματος. Θα υπολογιστούν δύο χαρακτηριστικά σημεία του υποστυλώματος, η κεφαλή και ο πόδας



Σχήμα 4.20 : Επιλεχθήσα τιμή συντελεστή έκθεσης για κεφαλή και πόδα υποστυλώματος

Απο το Σχήμα 4.5 υπολογίζονται οι συντελεστές έκθεσης για :

- Z=0 m : $C_e(z=0) = 1.2$
- Z=20.51m : $C_e(z=20.51) = 1.70$

Στην συνέχεια υπολογίζεται η βασική πίεση :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 27 = 0.455 \text{ kPa}$$

$$\text{Για τον πόδα : } \begin{cases} q_p(z=0) = C_{e(z=0)} \cdot q_b = 1.20 \cdot 0.455 = 0.546 \text{ kPa} \\ v_{(z=0)} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z=0)}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0.546 \cdot 1000}{1.25}} = 29.556 \text{ m/s} \end{cases}$$

$$\text{Για την κεφαλή : } \begin{cases} q_p(z=20.51) = C_{e(z=25)} \cdot q_b = 1.70 \cdot 0.455 = 0.7735 \text{ kPa} \\ v_{(z=20.51)} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z=20.51)}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0.7735 \cdot 1000}{1.25}} = 35.18 \text{ m/s} \end{cases}$$

Όπως έχει αναφερθεί και στην υποσημείωση 1, το Σχήμα 4.3 για εύρεση του ψ_λ έχει μελετηθεί για Re με τύπο ταχύτητας όπως υπολογίσθηκε ανωτέρω. Άρα :

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (4.19)$$

όπου :

b είναι η διάμετρος του πυλώνα

$v(z_e)$ είναι η ταχύτητα αιχμής του ανέμου

ν είναι το κινηματικό ιξώδες του αέρα, $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Συνεπώς :

$$Re_{\text{πόδα}} = \frac{b \cdot v(z=0)}{\nu} = \frac{1.016 \cdot 29.556}{15 \cdot 10^{-6}} = 1,790,621$$

$$Re_{\text{κεφαλή}} = \frac{b \cdot v(z=20.51)}{\nu} = \frac{1.016 \cdot 35.18}{15 \cdot 10^{-6}} = 2,131,266$$

Απο τον πίνακα 11, επιλέγεται ο συντελεστής τραχύτητας επιφάνειας k και στην συνέχεια υπολογίζεται ο λόγος $\frac{k}{b}$ προς εύρεση του συντελεστή δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελεύθερων άκρων $c_{f,0}$, απο το Σχήμα 3.

Στην παρούσα μελέτη διερευνήθηκαν 2 συντελεστές τραχύτητας για λόγους σύγκρισης.

Για χάλυβα με βαφή με ψεκασμό $k=0.02\text{mm}$ και $\frac{k}{b} = 1.97 \cdot 10^{-5}$

Απο Σχήμα 4.3 προκύπτει :

$$\text{Για πόδα : } c_{f,0,\text{πόδα}} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot \frac{k}{b})}{1 + 0.4 \cdot \log(\frac{Re}{10^6})} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot 1.97 \cdot 10^{-5})}{1 + 0.4 \cdot \log(\frac{1,790,621}{10^6})} = 0.59424$$

$$\text{Για κεφαλή : } c_{f,0,\text{κεφαλή}} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot \frac{k}{b})}{1 + 0.4 \cdot \log(\frac{Re}{10^6})} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot 1.97 \cdot 10^{-5})}{1 + 0.4 \cdot \log(\frac{2,131,266}{10^6})} = 0.61044$$

Απο πίνακα 4.9 η λυγηρότητα υπολογίζεται :

$$\lambda = 0.7 \cdot \left(\frac{l}{b}\right) = 0.7 \cdot \left(\frac{23170}{1016}\right) = 15.963$$

Και απο το Σχήμα 4.15 και εξίσωση (4.18) ο συντελεστής πλήρωσης για μια γεμάτη διατομή είναι :

$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1$$

Απο το Σχήμα 4.4, για δεδομένη λυγηρότητα $\lambda=15.963$ και συντελεστή πλήρωσης $\varphi=1$ προκύπτει :

$$\psi_\lambda = 0.76$$

Παρ' όλα αυτά δεδομένου οτι το Σχήμα 4.4 δεν είναι αρκετά σαφές για την περίπτωση που μελετάται ο συντελεστής επίδρασης ροής άκρων λαμβάνεται ως ο δυσμενέστερος και ίσος με

$$\psi_\lambda = 1.00$$

Άρα,

$$c_{f,πόδα} = \psi_\lambda \cdot c_{f,0,πόδα} = 1.00 \cdot 0.59424 = 0.59424$$

$$c_{f,κεφαλής} = \psi_\lambda \cdot c_{f,0,κεφαλής} = 1.00 \cdot 0.61044 = 0.61044$$

Και

$$F_{w,πόδα} = c_s c_d \cdot c_{f,πόδα} \cdot q_{p(z=0)} \cdot A_{ref} = 1 \cdot 0.59424 \cdot 0.456 \cdot 23.5402 = 13.989 \text{ kN}$$

$$F_{w,κεφαλής} = c_s c_d \cdot c_{f,κεφαλής} \cdot q_{p(z=20.51)} \cdot A_{ref} = 1 \cdot 0.61044 \cdot 0.775 \cdot 23.5402 = 14.44 \text{ kN}$$

Γραμμικό φορτίο

$$q_{w,πόδα}^{\text{γραμμικό}} = \frac{F_{w,πόδα}}{l} = \frac{13.989}{23.17} = 0.60376 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,κεφαλής}^{\text{γραμμικό}} = \frac{F_{w,κεφαλής}}{l} = \frac{14.44}{23.17} = 0.62358 \text{ kN/m}$$

Το οποίο κατανέμεται γραμμικά καθ' ύψος του στύλου.

Για γαλβανισμένο χάλυβα $k=0.2\text{mm}$ και $\frac{k}{b} = 1.97 \cdot 10^{-4}$

Απο πίνακα 4.3 προκύπτει :

$$\text{Για πόδα : } c_{f,0,πόδα} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k}{b}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re}{10^6}\right)} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot 1.97 \cdot 10^{-4}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{1,790,621}{10^6}\right)} = 0.7577$$

$$\text{Για κεφαλή : } c_{f,0,κεφαλής} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k}{b}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re}{10^6}\right)} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot 1.97 \cdot 10^{-4}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{2,131,266}{10^6}\right)} = 0.769$$

Απο πίνακα 4.9 η λυγηρότητα υπολογίζεται :

$$\lambda = 0.7 \cdot \left(\frac{l}{b}\right) = 0.7 \cdot \left(\frac{23170}{1016}\right) = 15.963$$

Και απο το Σχήμα 4.15 και εξίσωση (4.18) ο συντελεστής πλήρωσης ,για μια γεμάτη διατομή είναι :

$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1$$

Απο το Σχήμα 4.4, για δεδομένη λυγηρότητα και συντελεστή πλήρωσης

$$\psi_\lambda = 0.76$$

Παρ' όλα αυτά δεδομένου οτι το Σχήμα 4.4 δεν είναι αρκετά σαφές για την περίπτωση που μελετάται ο συντελεστής επίδρασης ροής άκρων λαμβάνεται ως ο δυσμενέστερος και ίσος με

$$\psi_\lambda = 1.00$$

Άρα,

$$c_{f,πόδα} = \psi_\lambda \cdot c_{f,0,πόδα} = 1.00 \cdot 0.7577 = 0.7577$$

$$c_{f,κεφαλής} = \psi_\lambda \cdot c_{f,0,κεφαλής} = 1.00 \cdot 0.769 = 0.769$$

Και

$$F_{w,πόδα} = c_s c_d \cdot c_{f,πόδα} \cdot q_{p(z=0)} \cdot A_{ref} = 1 \cdot 0.7577 \cdot 0.456 \cdot 23.5402 = 17.836 \text{ kN}$$

$$F_{w,κεφαλής} = c_s c_d \cdot c_{f,κεφαλής} \cdot q_{p(z=20.51)} \cdot A_{ref} = 1 \cdot 0.769 \cdot 0.775 \cdot 23.5402 = 18.1723 \text{ kN}$$

Γραμμικό φορτίο

$$q_{w,πόδα}^{\text{γραμμικό}} = \frac{F_{w,πόδα}}{l} = \frac{17.836}{23.17} = 0.76983 \text{ kN/m}$$

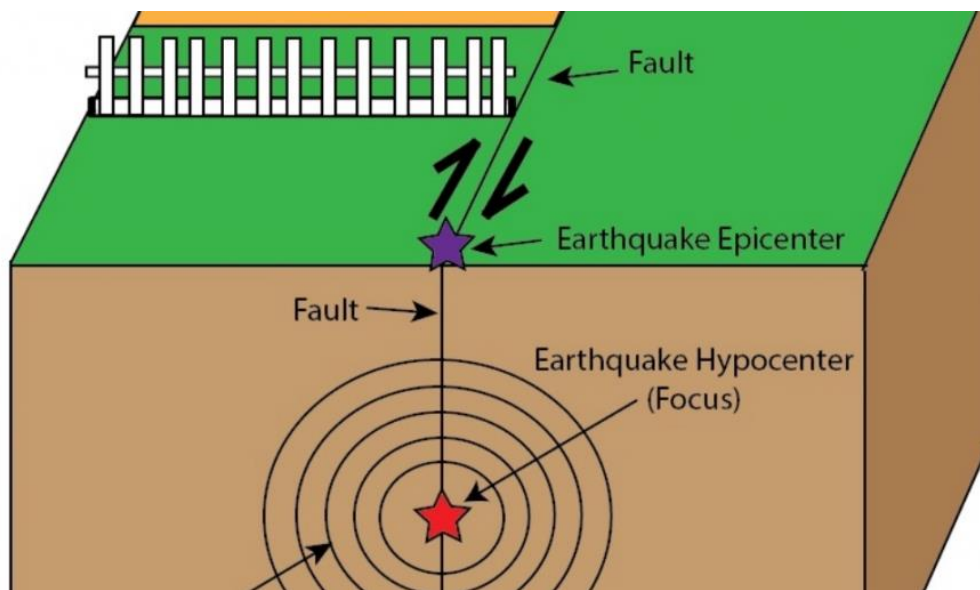
$$q_{w,κεφαλής}^{\text{γραμμικό}} = \frac{F_{w,κεφαλής}}{l} = \frac{18.1723}{23.17} = 0.7843 \text{ kN/m}$$

Το οποίο κατανέμεται γραμμικά καθ' ύψος του στύλου.

Στο επόμενο κεφάλαιο 5 περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης καθώς και τα αποτελέσματα αυτής ενώ συγκρίνονται και με τα ευρήματα του Ευρωκώδικα του παρόντος κεφαλαίου.

4.4 Σεισμικές Δράσεις

Η εδαφική δόνηση που δημιουργείται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε ένα συγκεκριμένο σημείο στο εσωτερικό της Γης – το υπόκεντρο – από φυσικά αίτια, ονομάζεται σεισμός. Πιο συγκεκριμένα, η σχετική ολίσθηση μεταξύ των πλευρών του σεισμογόνου ρήγματος αποτελεί την παροδική διατάραξη. Οι εδαφικές δονήσεις είναι τα σεισμικά κύματα που παράγονται στην περιοχή, μεταφέρουν την ενέργεια του σεισμού, διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνοντας στην επιφάνεια γίνονται αισθητά, προκαλώντας ταλαντώσεις στις κατασκευές. Το επίκεντρο είναι σημείο της επιφάνειας και αποτελεί την προβολή του υποκέντρου σε αυτήν.



Σχήμα 4.21 : Αναπαράσταση σεισμικής δόνησης

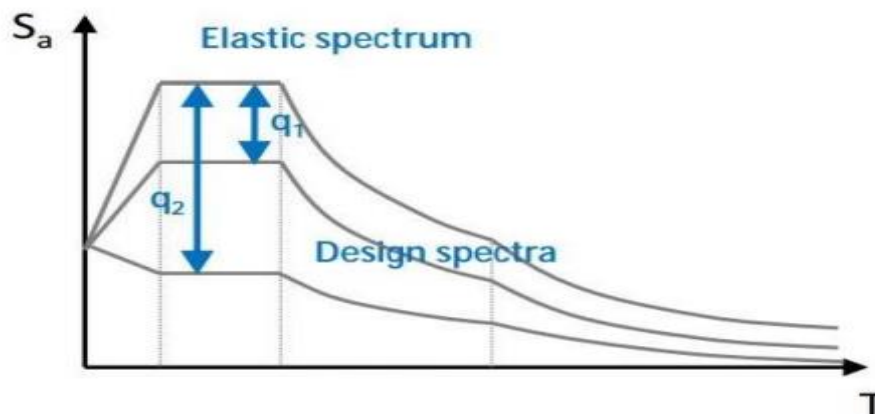
Κατά την διάρκεια του σεισμού εμφανίζονται στο έδαφος οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις, που έχουν ως αποτέλεσμα την δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Οι οριζόντιες θεωρούνται ως οι πλέον κρίσιμες, χωρίς αυτό να αναιρεί την επικινδυνότητα των κατακόρυφων υπό ορισμένες συνθήκες. Η κατασκευή ταλαντώνεται με εναλλασσόμενο πρόσημο γύρω από την αρχική θέση ισορροπίας. Επομένως, ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις. Οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Λεπτομερέστερα, κατά την διάρκεια της ταλάντωσης, η ενέργεια που δέχεται το ταλαντευόμενο σύστημα εναλλάσσεται διαδοχικά από κινητική σε δυναμική και αποθηκεύεται προσωρινώς, υπό την μορφή παραμορφώσεων, στα μέλη της κατασκευής, αναπτύσσοντας εντατικά μεγέθη. Σε περίπτωση ελαστικής απόκρισής της κατασκευής, η απορρόφηση της ενέργειας υλοποιείται μέσω μηχανισμών ιξώδους αποσβέσεως που βρίσκονται στο σύστημα. Η εισαγωγή μελών της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή, προκαλεί ανάπτυξη πρόσθετων μηχανισμών απόσβεσης, οι οποίοι παρουσιάζουν υστερητικούς κύκλους και είναι γνωστοί ως υστερητική απόσβεση. Η υστερητική απόσβεση είναι πολύ μεγαλύτερη της ιξώδους και εξαρτάται από το μέγεθος των βλαβών στο σύστημα.

4.4.1 Κανονισμός Υπολογισμού Σεισμικών Δράσεων

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους, θεωρούνται στατικά αναμενόμενες κατά την διάρκεια ζωής του έργου και αντιπροσωπεύονται από ένα ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Ο EN 1998 προβλέπει δυο τύπους ελαστικών φασμάτων απόκρισης: τύπου 1 και τύπου 2. Τα φάσματα τύπου 1 εφαρμόζονται σε περιοχές στις οποίες οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα έχουν μέγεθος $M_s > 5.5R$. Τα φάσματα τύπου 2 βρίσκουν εφαρμογή σε περιοχές στις οποίες οι αντίστοιχοι σεισμοί έχουν μέγεθος $M_s \leq 5.5R$. Στην Ελλάδα γίνεται χρήση του τύπου 1.

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους αναλύονται σε δύο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες x και y και μια κατακόρυφη κατά z . Όλες οι συνιστώσες θεωρούνται στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους. Οι οριζόντιες συνιστώσες εκφράζονται από το ίδιο ελαστικό φάσμα απόκρισης, ενώ η κατακόρυφη από διαφορετικό. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού λοιπόν, θεωρούνται οι ταλαντώσεις επί της κατασκευής, γνωστές επίσης ως σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές, ούτε με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Στην πράξη, η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δράσεων μικρότερων από εκείνων που αναλογούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για την αποφυγή πλήρους ανελαστικής ανάλυσης κατά την μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων ή διαφόρων μηχανισμών του, λαμβάνεται υπόψη με την εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης για μειωμένο σε σχέση με το ανελαστικό φάσμα απόκρισης. Κατά αυτό τον τρόπο συνυπολογίζεται έμμεσα η υστερητική απορρόφηση ενέργειας των στοιχείων που υφίστανται διαρροή στην συνολική απόκριση του φορέα έναντι σεισμού. Το φάσμα αυτό αποτελεί το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής έναντι σεισμικών δράσεων, ενώ η μείωση γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής αυτός, εκφράζει την δυνατότητα της κατασκευής να παραμορφώνεται ανελαστικά, δίχως να παρουσιάζει σημαντική μείωση της αντοχής, όπως ακριβώς και ο συντελεστής πλαστιμότητας μ για μεμονωμένα στοιχεία ή διατομές.



Σχήμα 4.22 : Ελαστικό φάσμα και φάσμα σχεδιασμού

Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση

Ο προσδιορισμός της σεισμικής αποκρίσεως της κατασκευής πραγματοποιείται βάσει του EN 1998-1:2004, εφαρμόζοντας την δυναμική φασματική μέθοδο ή αλλιώς ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, που αποτελεί ελαστική ανάλυση των μέγιστων δυναμικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών του φορέα με την χρήση ομαλοποιημένου ελαστικού φάσματος σχεδιασμού. Η εφαρμογή της μεθόδου περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Υπολογισμός των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος. Συνήθως λαμβάνεται υπόψη ως ελάχιστος ο αριθμός των ιδιομορφών που περιλαμβάνουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας του συστήματος.
- Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης κάθε ιδιομορφής μέσω του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων. Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων των ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο, για την εκτίμηση της μέγιστης απόκρισης του συστήματος για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης.
- Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού, με την χρήση στατιστικής μεθόδου. Η επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, πραγματοποιείται με την χρήση της μεθόδου πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC (Complete Quadratic Combination). Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης δίνονται από την σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\varepsilon_{ij} A_i A_j)} \quad (4.20)$$

όπου:

A_i ($i=1,2,\dots$) οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους

$A_{\varepsilon_{ij}}$ ο συντελεστής συσχέτισης των δυο ιδιομορφών i και j , ο οποίος υπολογίζεται

από την σχέση:
$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 (1+r) \cdot r^{\frac{3}{2}}}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r (1+r)^2}$$

Οριζόντιο Ελαστικό Φάσμα

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ ορίζεται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} S_{e(T)} &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\ S_{e(T)} &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\ S_{e(T)} &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\ S_{e(T)} &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{sec} \end{aligned}$$

όπου :

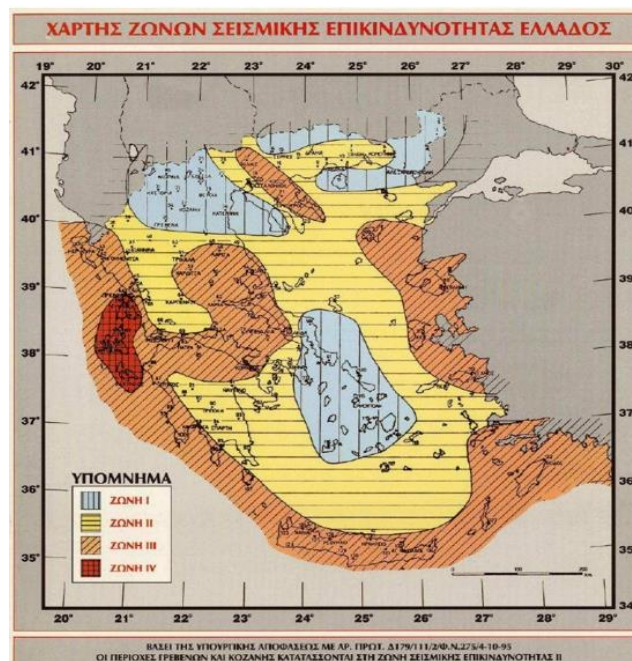
- α_g Είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού εδάφους κατηγορίας B ($\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$)
 γ_I Είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
 α_{gR} Είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εδάφους κατηγορίας B
 T_B Είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_C Είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και την αρχή της περιοχής σταθρής φασματικής ταχύτητας
 T_D Είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας και την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης
 S Είναι ο συντελεστής εδάφους
 η Είναι ο συντελεστής απόσβεσης, ο οποίος υπολογίζεται ως εξής :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad (4.21)$$

Όπου ξ είναι το ποσοστό της ιξώδους απόσβεσης και επιλέγεται από τον Πίνακα 4.10.

Πίνακας 4.10 : Ποσοστό Ιξώδους απόσβεσης

Είδος Κατασκευής	$\xi\%$
Μεταλλική με συγκολλήσεις	2
Μεταλλική με κοχλιώσεις	4



Σχήμα 4.23 : Χαρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Πίνακας 4.11 : Τιμές παραμέτρων οριζόντιου φάσματος ελαστικής ανάλυσης

Κατηγορία Εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 4.12 : Κατάταξη εδαφών

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιά αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
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.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχους που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
S1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S1

Πίνακας 4.13 : Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας	Κτίρια
I	0,8	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ γεωργικά κτίρια
II	1	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες
III	1,2	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1,4	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών. π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.

Κατακόρυφο Ελαστικό Φάσμα

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ ορίζεται από τις σχέσεις:

$$S_{e(T)} = a_{vg} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{e(T)} = a_{vg} \cdot 3.0 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{e(T)} = a_{vg} \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{e(T)} = a_{vg} \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

a_{vg} είναι η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, η οποία για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, λαμβάνεται ίση με το 90% της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης a_g .

Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων, των κατακόρυφων φασμάτων της σεισμικής δράσης, είναι ανεξάρτητες της κατηγορίας εδάφους.

Πίνακας 4.14 : Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων κατακόρυφων φασμάτων

T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0.05	0.15	1.00

4.4.2 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η περιοχή του Αμαρουσίου ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, για την οποία η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εδάφους κατηγορίας A είναι $a_{gR}=0.16g$. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης που χρησιμοποιείται στην Ελλάδα είναι τύπου 1.

Για κατασκευές των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, όπως συμβαίνει στην περίπτωση των στεγάστρων ως χώροι συνάθροισης, ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται $\gamma_I=1.20$. Με βάση τα παραπάνω, η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_g για έδαφος κατηγορίας B ισούται με:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1.20 \cdot 0.16g = 0.192g = 1.92 \text{ m/s}^2$$

Το έδαφος στην περιοχή της κατασκευής κατατάσσεται στη κατηγορία B του EN 1998-1:2004.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού ισχύουν τα ακόλουθα:

1. Η τιμή του συντελεστή εδάφους είναι $S=1.20$
2. Οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος είναι $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.50\text{sec}$ και $T_D=2.50\text{sec}$

Για την κατακόρυφη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης εφαρμόζονται οι τροποποιήσεις:

Η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση ισούται με:

$$a_{vg} = 90\% \cdot a_g = 0.90 \cdot 0.192g = 0.173g = 1.73 \text{ m/s}^2$$

1. Ο συντελεστής εδάφους τίθεται $S=1.00$.
2. Οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος είναι $T_B=0.05\text{sec}$, $T_C=0.15\text{sec}$ και $T_D=1.00\text{sec}$

Απο την εξίσωση (4.21) ο συντελεστής απόσβεσης για $\xi=3\%$ ισούται :

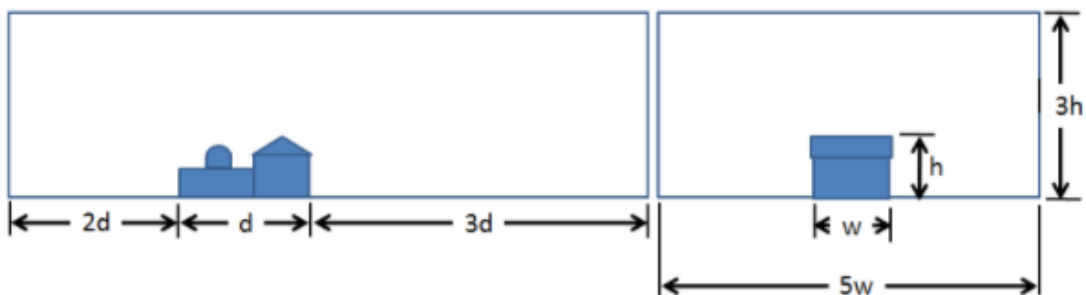
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + 4}} = 1.12 > 0.55$$

5 Προσομοίωση Ροής Ανέμου σε Λογισμικό Υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής

5.1 Γενικά

Όπως προαναφέρθηκε, οι κατασκευές που είναι ευαίσθητες σε φορτία ανέμου, χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης και αντιμετωπίζονται με έναν πιο σύνθετο τρόπο. Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν κτίρια με ασυνήθιστο ύψος, εύκαμπτες γέφυρες, ιστοί, πύργοι, στέγαστρα γηπέδων κ.α. Έτσι λοιπόν, στην παρούσα μελέτη η ροή ανέμου γύρω από το στεγάστρο προσομοιώθηκε στο λογισμικό Computational Fluid Dynamics (CFD) της Autodesk το οποίο σε φάση προμελέτης καθίστανται ιδανικό.

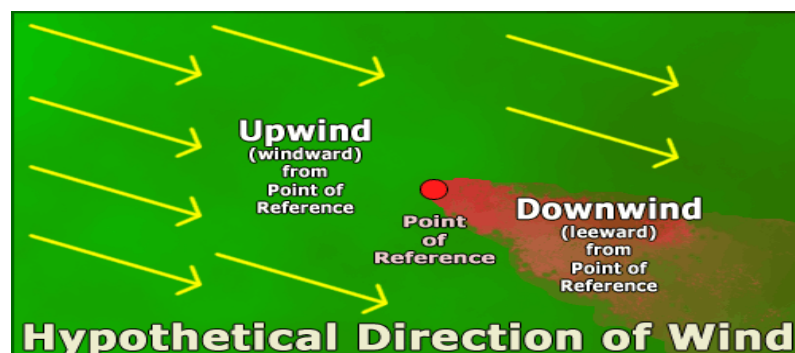
Για την προσομοίωση είναι απαραίτητη η δημιουργία ενός τούνελ με συγκεκριμένες διαστάσεις που να μιμείται την λειτουργία της αεροδυναμικής σήραγγας. Στο Σχήμα 5.1 φαίνονται οι ακριβείς διαστάσεις που προτείνονται.



Σχήμα 5.1 : Διαστάσεις τούνελ προσομοίωσης

Επιπρόσθετα, υπάρχει και εναλλακτική λύση για τις διαστάσεις του τούνελ ως εξής:

- Προσήνεμη πλευρά και Πλευρικές : Το κενό μεταξύ του μοντέλου και του τούνελ να είναι περίπου δύο (2) φορές την διάσταση του μοντέλου, που είναι εγκάρσια στην ροή του ανέμου.
- Υπήνεμη πλευρά : Το κενό να είναι περίπου τέσσερις (4) φορές την διάσταση του μοντέλου, που είναι παράλληλη με την διεύθυνση ροής του ανέμου.



Σχήμα 5.2 : Επεξήγηση προσήνεμης(windward) και υπήνεμης (leeward) πλευράς από ένα σημείο αναφοράς (point of reference)

5.2 Σχεδιασμός Φορέα σε Λογισμικό CAD

Πρέπει να σημειωθεί, ότι στο περιβάλλον του CFD δεν δύναται η σχεδίαση του φορέα. Το Robot Structural Analysis παρέχει την δυνατότητα άμεσης αποστολής του φορέα στο CFD μέσω BIM αλλά αποδείχθηκε ότι για τον συγκεκριμένο φορέα τουλάχιστον, η δυνατότητα αυτή δεν λειτουργεί σωστά, αφού το αρχείο που αναγνώριζε το CFD αποτελούνταν μόνο απο επιφάνειες, χωρίς όγκους. Έτσι λοιπόν, πρέπει να προηγηθεί η λεπτομερής σχεδίαση του φορέα σε κάποιο CAD πρόγραμμα και στην συνέχεια να εξαχθεί σε .sat file για την ακριβέστερη λειτουργία του στο περιβάλλον του CFD.

Το CAD πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για λογαριασμό της παρούσας μελέτης είναι το Revit επίσης της Autodesk. Αποτυπώθηκαν τα σημαντικότερα και πιο εκτεθειμένα μέλη του φορέα τα οποία είναι όλα τα κατακόρυφα στοιχεία-υποστυλώματα, καθώς και οι επιφάνειες που υπάγονται σε αυτά. Τα οριζόντια στοιχεία κύριες, δευτερεύουσες δοκοί δεν κρίθηκε απαραίτητο να σχεδιασθούν εκτός απο την τελευταία κύρια δοκό που λειτουργεί ως μέσο σύνδεσης του φορέα με τα περιμετρικά υποστυλώματα.



Σχήμα 5.3 : Φορέας στεγάστρου σε περιβάλλον Revit χωρίς επιφάνειες επικάλυψης

Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε με την παραμετρική λειτουργία “In Place Mass” του Revit το οποίο δίνει την δυνατότητα, αφού σχεδιασθούν γραμμικά τα επίπεδα και τα μέλη που μας ενδιαφέρουν, να προσδώσουμε σε αυτά όγκο επιλέγοντας το Σχήμα διατομής, πάχος καθώς και υλικό (κατ’επέκταση τραχύτητα). Τελικά, μεταξύ των υποστυλωμάτων δημιουργήθηκαν οι επιφάνειες που μας ενδιαφέρουν στις οποίες προσδώθηκε το πάχος² της επικάλυψης που έχουμε επιλέξει, ίσο με 12 mm.

² Το πάχος της επιφάνειας εισήχθη απο το λογισμικό FUSION της Autodesk καθώς το Revit δεν ανταποκρίνεται καλά στην λειτουργία



Σχήμα 5.4 : Φορέας στεγάστρου σε περιβάλλον Revit με επιφάνειες επικάλυψης

Τέλος, προκειμένου να μελετήσουμε και την επιρροή των γειτονικών κτιρίων, προστίθενται στο σχέδιο τα κτίρια στέγασης του εμπορικού κέντρου καθώς και των γραφείων της Lamda Development σαν όγκοι με τις πραγματικές τους διαστάσεις προσαρμοσμένες σε κατάλληλη κλίμακα.



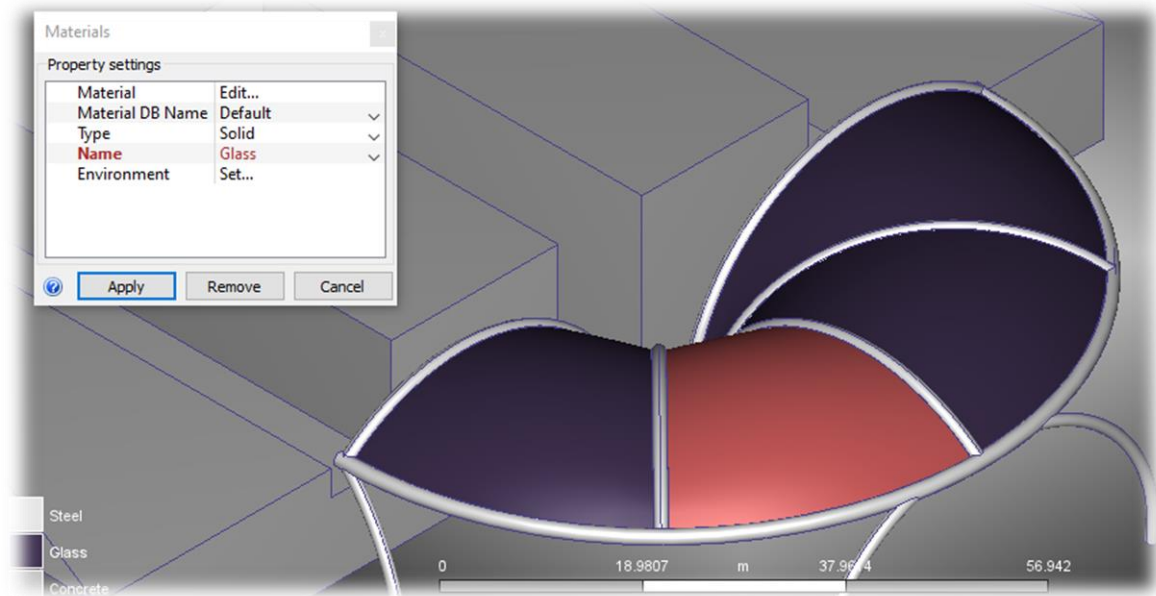
Σχήμα 5.5 : Κτίρια στέγασης εμπορικού κεντρου

5.3 Εισαγωγή Φορέα στο CFD και Ορισμός Παραμέτρων Προσομοίωσης

Αφού ο φορέας σχεδιάστηκε στο Revit, εξάγεται σε .SAT αρχείο και εισέρχεται στο CFD. Στη συνέχεια αναλύονται οι παράμετροι που ρυθμίστηκαν ώστε η προσομοίωση να αποβεί έμπιστη.

Υλικά

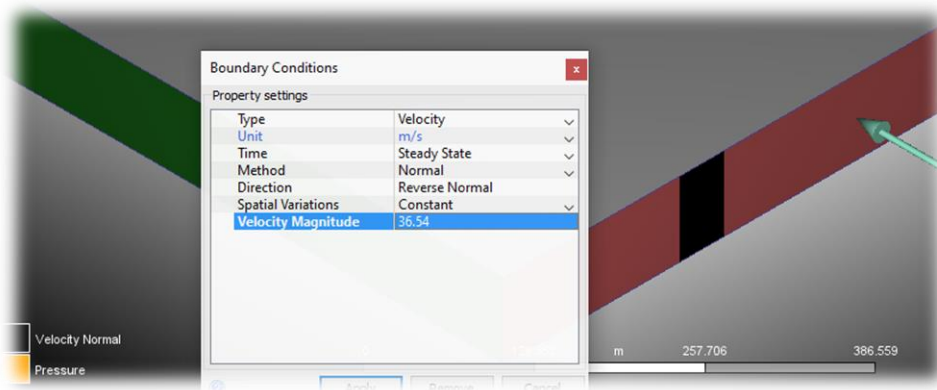
Αρχικά ορίστηκαν τα υλικά από τα οποία αποτελείται ο σκελετός και οι επιφάνειες της κατασκευής αλλά και των κτιρίων του εμπορικού κέντρου, ως χάλυβας, γυαλί και σκυρόδεμα αντίστοιχα.



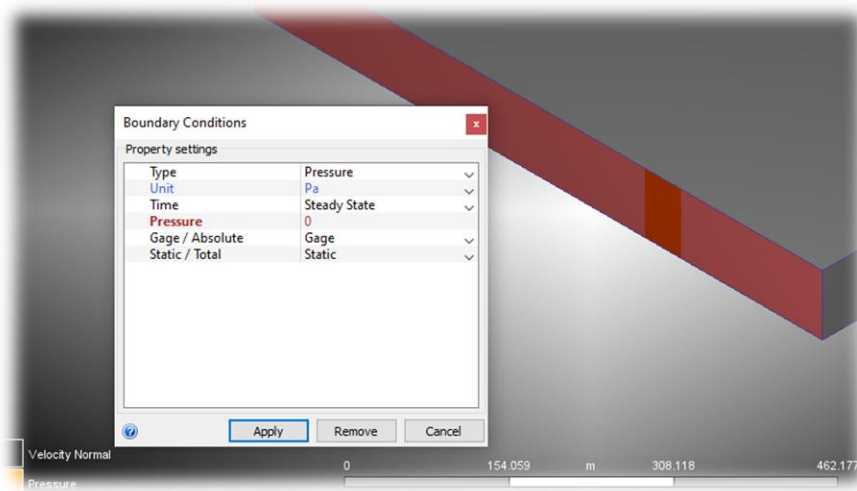
Σχήμα 5.6 : Επιλογή Υλικού κάθε επιφάνειας

Οριακές Συνθήκες

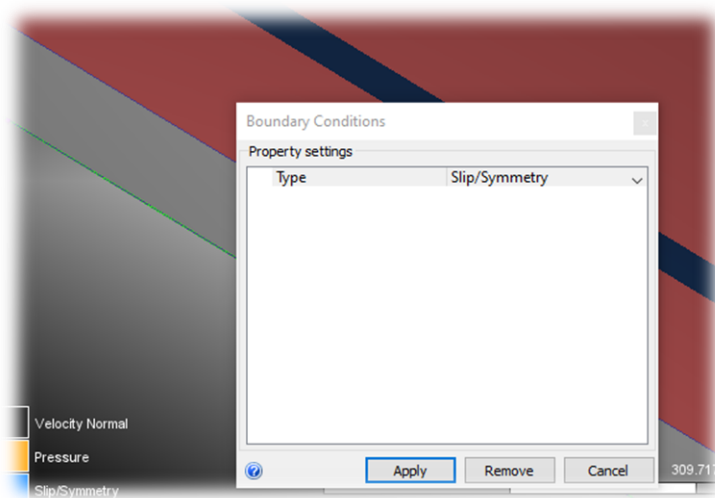
Αφού δημιουργηθεί το τούνελ με τις διαστάσεις της Σχήμα 5.4.16 εισήχθησαν στο μοντέλο οι οριακές συνθήκες με τις οποίες θα φορτιστεί. Το μέγεθος που ορίζεται στην είσοδο (inlet) του τούνελ είναι η ταχύτητα αιχμής που υπολογίστηκε στο κεφάλαιο ίση με 36.54 m/s και ως έξοδο (outlet) ορίστηκε μηδενική μανομετρική πίεση προκειμένου να μην βρίσκει αντίσταση η ροή και προδικαστεί η ταχύτητά της. Παράλληλα, στις πλευρικές επιφάνειες όπως και στο “ταβάνι” του τούνελ οι συνθήκες ορίστηκαν ως slip/symmetry ενώ στο “πάτωμα” δεν ορίστηκε κάτι αφού προφανώς η ροή δεν περνά κάτω από το έδαφος.



Σχήμα 5.7 : Οριακή συνθήκη εισόδου / ταχύτητα αιχμής



Σχήμα 5.8 : Οριακή συνθήκη εξόδου / μανομετρική πίεση

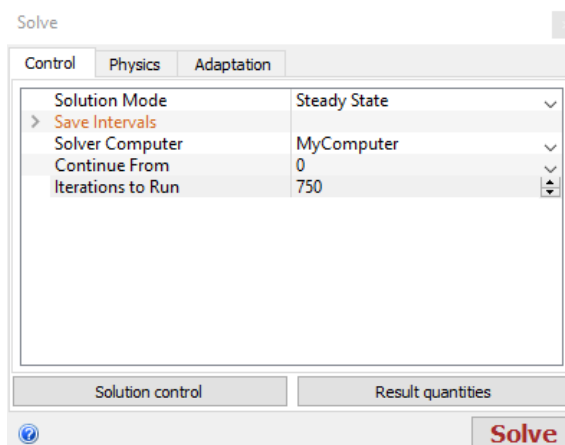


Σχήμα 5.9 : Οριακή συνθήκη slip/symmetry στις πλευρικές επιφάνειες και πάτωμα του τούνελ

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι ρυθμίσεις της χωρικής διακριτοποίησης του πλέγματος που θα αποτελέσουν το μοντέλο, με αποτέλεσμα να προκύψει ένα προσομοίωμα με 447,602 κόμβους και 2,392,393 διακριτά στοιχεία.

Επισημαίνεται ότι όσο πιο μεγάλο το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων, τόσο ακριβέστερη η ανάλυση αλλά ταυτόχρονα και σημαντικά χρονοβόρα. Τελικά επιλέγονται οι συνθήκες που διαμορφώνουν μια αρκετά ρεαλιστική προσέγγιση της ροής του ανέμου, οι οποίες και παρουσιάζονται στη συνέχεια.

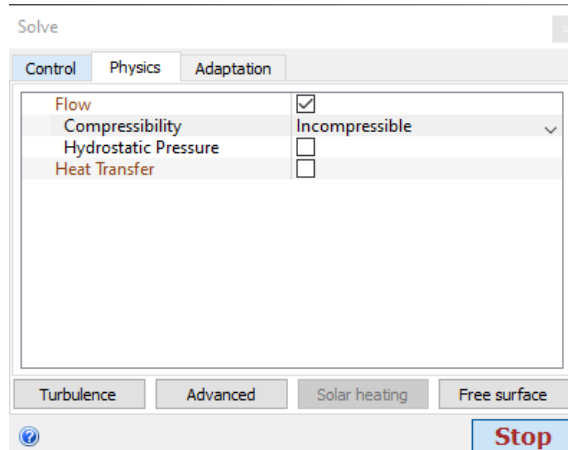
Solution Mode



Υπάρχουν δύο τρόποι επίλυσης του προβλήματος, η steady state solution mode και η transient solution mode. Η steady state προσομοίωση υπολογίζει μια συγκλίνουσα λύση του προβλήματος η οποία όμως δεν μεταβάλλεται με τον χρόνο, αλλά παραμένει σταθερή από την αρχή έως το τέλος της ανάλυσης. Αντίθετα, η transient state υπολογίζει τις στιγμιαίες τιμές κάθε ποσότητας (ταχύτητα, πίεση, θερμοκρασία κ.λπ.) σε κάθε χρονικό περιθώριο που εμείς έχουμε ορίσει, καταλήγοντας τελικά σε μια σταθερή συγκλίνουσα τιμή των ποσοτήτων, την steady state. Προφανώς, η transient state είναι σημαντικά πιο χρονοβόρα και απαιτεί σίγουρα καλύτερες δυνατότητες του υπολογιστή αλλά ταυτόχρονα σε κάποιες περιπτώσεις όπως την προσομοίωση ροής ρευστού σε σωλήνα είναι πιο ακριβής. Για τις ανάγκες της παρούσας μελέτης η steady state κρίθηκε επαρκής.

Είδος Ροής

Η ροή του ανέμου επιλέγεται να είναι ασυμπίεστη (incompressible). Στην δυναμική των ρευστών μια ροή θεωρείται συμπίεστη αν η πυκνότητα του ρευστού μεταβάλλεται συναρτήσει της πίεσης. Αυτό θεωρείται ότι συμβαίνει συνήθως όταν ο αριθμός Μάχ (Mach's number), που ορίζει την ταχύτητα της ροής ως προς την τοπική ταχύτητα του ήχου, για τη ροή υπερβαίνει τον αριθμό 0.30. Αυτό αφορά κυρίως αεροδυναμικές προσομοιώσεις όπως την ροή ενός φτερού αεροσκάφους αλλά εφαρμόζεται και σε εργοστασιακές εφαρμογές όπως ροή μέσα σε υψηλής απόδοσης βαλβίδες. Στο υπό μελέτη έργο ο αριθμός Ma είναι ίσος με $0.108 < 0.30$ για αυτό επιλέγεται Ασυμπίεστη Ροή.



Μοντέλο Τύρβης

Υπάρχουν διάφορα μοντέλα τύρβης που έχουν αναπτυχθεί με την πάροδο των χρόνων όπου ένα επιλέγεται με βάση συγκεκριμένα χαρακτηριστικά της ροής. Στη συνέχεια αναφέρονται επιγραμματικά όλα τα μοντέλα και αναλύονται τα δύο που επιλέχθηκαν³ για την παρούσα μελέτη.

- Η κατά Reynolds ολοκλήρωση των εξισώσεων (RANS)
- Μοντέλο τύρβης μιας εξίσωσης Spalart-Allmaras
- Μοντέλο k- ω -SST
- Μοντέλο k- ω -TNT
- Μοντέλο k- ϵ (standard, LK, MMK) με χρήση συναρτήσεων τοιχώματος
- Μοντέλα LES (Large Eddy Simulation)
- Μοντέλα SGS
- Υβριδικά Μοντέλα RANS/LES

Standard k- ϵ

Το μοντέλο standard k- ϵ είναι μοντέλο τύρβης υψηλών αριθμών Reynolds. Οι μεταβλητές επίλυσης που χρησιμοποιεί είναι η τυρβώδης κινητική ενέργεια και η ισότροπη καταστροφή της τυρβώδους κινητικής ενέργειας ανά μονάδα μάζας. Είναι λιγότερο ακριβές στις περιοχές των στερεών τοιχωμάτων, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι ευαίσθητα στις τιμές των k, ϵ στο άπειρο. Με τον όρο “μοντέλο υψηλών αριθμών Reynolds” εννοούμε ότι έχει ισχύ για κάποιες τιμές Reynolds και πάνω. Αυτό σημαίνει ότι στις περιοχές κοντά στα στερεά όρια όπου η ροή είναι σχεδόν στρωτή θα πρέπει να χρησιμοποιήσουμε συναρτήσεις, γεγονός που επιτρέπει τη χρήση αραιότερων πλεγμάτων κοντά στα στερεά τοιχώματα σε σχέση με τα μοντέλα Low-Reynolds. Αυτό συνεπάγεται μείωση του υπολογιστικού χρόνου.

³ Στο παρόν κεφάλαιο η ανάλυση έχει πραγματοποιηθεί με το μοντέλο τύρβης standard k- ϵ . Στο παράρτημα έχει πραγματοποιηθεί και με το sst k- ω και επισημαίνονται οι διαφορές-ομοιότητες τους.

SST k- ω

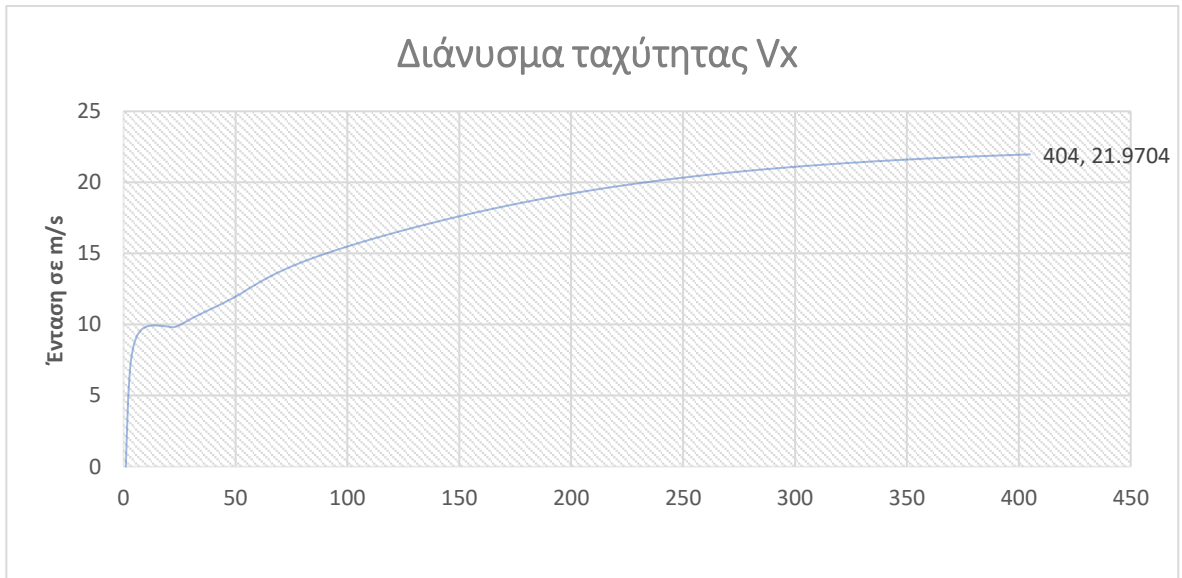
Το μοντέλο k- ω SST (Shear Stress Transport) είναι ένα μοντέλο τύρβης χαμηλών αριθμών Reynolds, με μεταβλητές επίλυσης την τυρβώδη κινητική ενέργεια “k” και το ρυθμό διάχυσης της τυρβώδους κινητικής ενέργειας “ ω ”. Το μοντέλο αυτό συνδυάζει τα πλεονεκτήματα των μοντέλων τύρβης k-ε και k- ω , με τη βοήθεια μιας συνάρτησης ανάμειξης “F1”. Η συνάρτηση “F1” παίρνει την τιμή 1 μέσα στο οριακό στρώμα και 0 έξω από αυτό. Με αυτόν τον τρόπο αξιοποιούνται τα πλεονεκτήματα του μοντέλου k- ω στις περιοχές των στερεών τοιχωμάτων (λιγότερο δύσκαμπτο σε σχέση με το k-ε και πιο ακριβές), ενώ παράλληλα τα αποτελέσματα δεν είναι πλέον ευαίσθητα από τις επ’ άπειρον τιμές του “ ω ”. Στον ορισμό του συντελεστή τυρβώδους συνεκτικότητας του μοντέλου αυτού, λαμβάνεται υπ’ όψιν το σημαντικό φαινόμενο της μεταφοράς της κύριας τυρβώδους διατμητικής τάσης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ορθότερη πρόβλεψη της έναρξης της περιοχής αποκόλλησης για περιπτώσεις ροής κάτω από δυσμενείς συνθήκες κλίσης πίεσης. Αριθμητικά είναι αρκετά ευσταθές. Το μοντέλο 47 απαιτεί τον υπολογισμό συναρτήσεων ανάμειξης. Ένα ακόμα μειονέκτημα του μοντέλου είναι η απαίτηση για τον υπολογισμό και αποθήκευση των αποστάσεων των κόμβων του πλέγματος από τα στερεά όρια

Έτσι, με βάση τις προαναφερθέντες παραμέτρους, πραγματοποιήθηκε η ανάλυση της ροής του ανέμου και στις δύο διευθύνσεις X, Y. Οι επαναλήψεις που προτείνονται προς σύγκλιση των μεγεθών αριθμούν τις 750 ανεξάρτητα από το γεγονός ότι κάποιες φορές η σύγκλιση επέρχεται πριν την ολοκλήρωσή τους. Ως σύγκλιση, θεωρείται το σημείο όπου τα μεγέθη που μελετώνται παύουν να μεταβάλλονται. Ειδικά για τον στύλο του 4^{ου} περιμετρικού υποστυλώματος, το γραμμικό φορτίο υπολογίστηκε και με βάση τον Ευρωκώδικα για μεμονωμένα κυλινδρικά στοιχεία για λόγους σύγκρισης. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

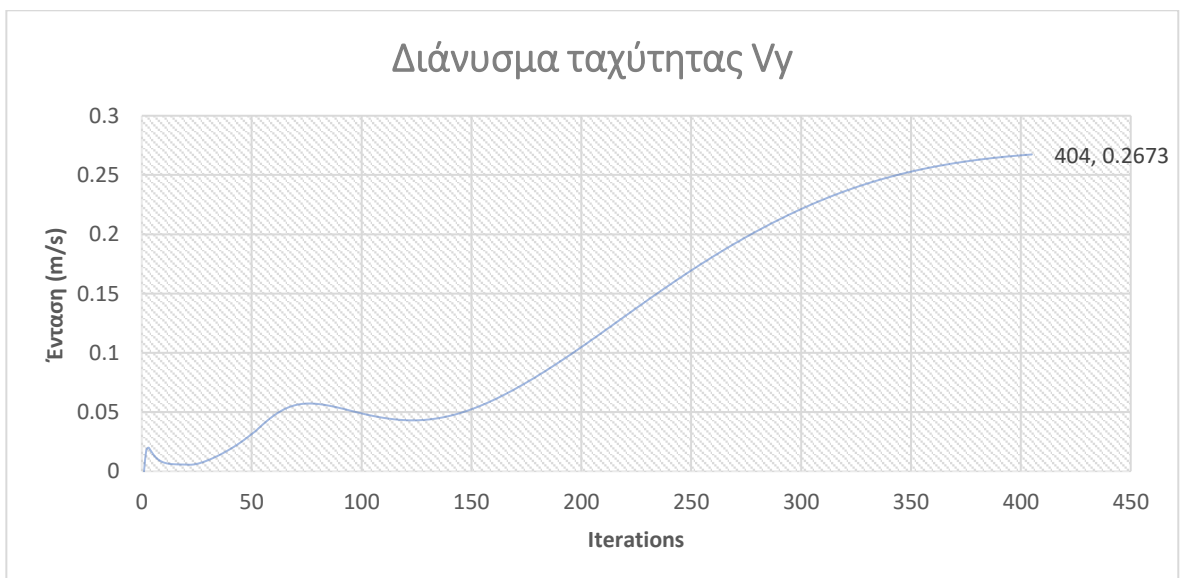
5.4 Αποτελέσματα Ανάλυσης

5.4.1 Διεύθυνση X – Μοντέλο k-ε – Steady State Solution – Incompressible Flow

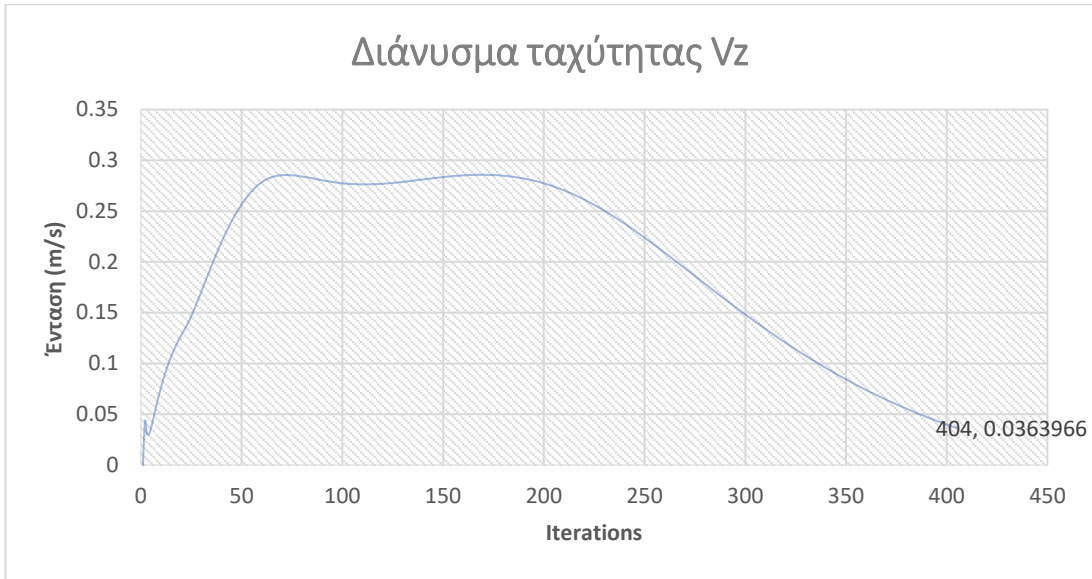
Για την ροή στη διεύθυνση X ,με το μοντέλο τύρβης k-ε η ανάλυση χρειάστηκε 404 επαναλήψεις για να επέλθει σύγκλιση. Παρκάτω φαίνονται οι κατανομές των μεγεθών .



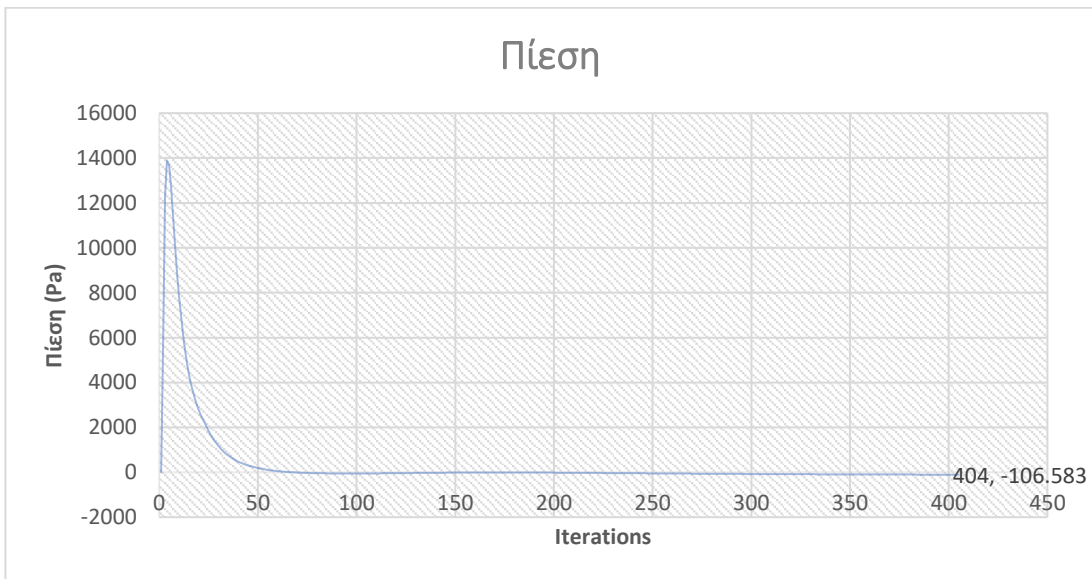
Σχήμα 5.10 : Διάγραμμα ταχύτητας V_x / Διεύθυνση ροής X



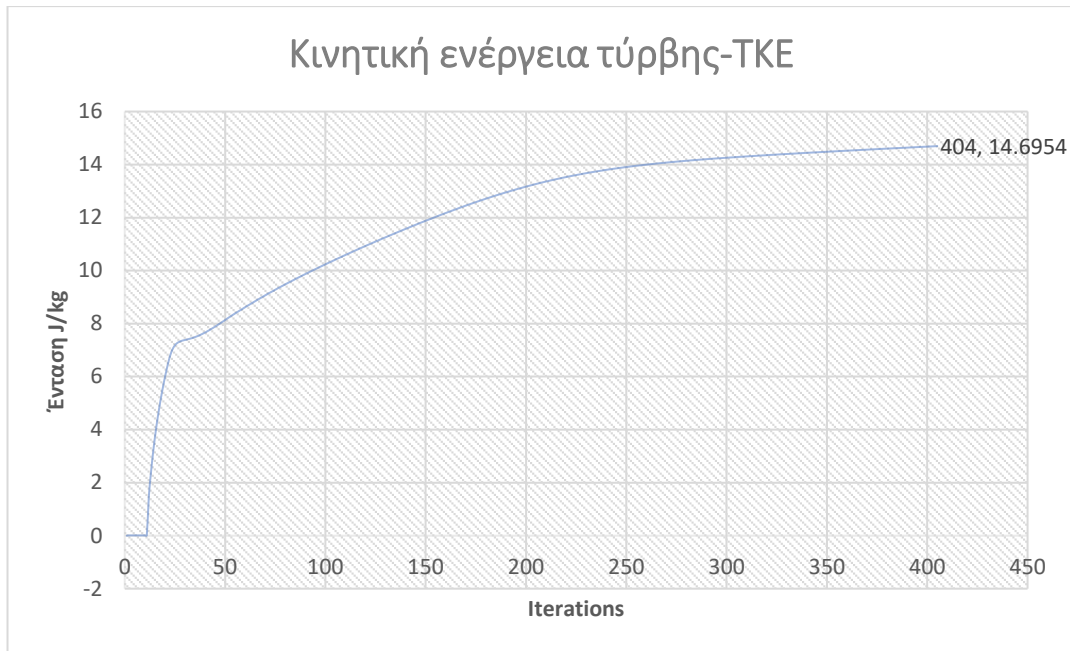
Σχήμα 5.11 : Διάγραμμα ταχύτητας V_y / Διεύθυνση ροής X



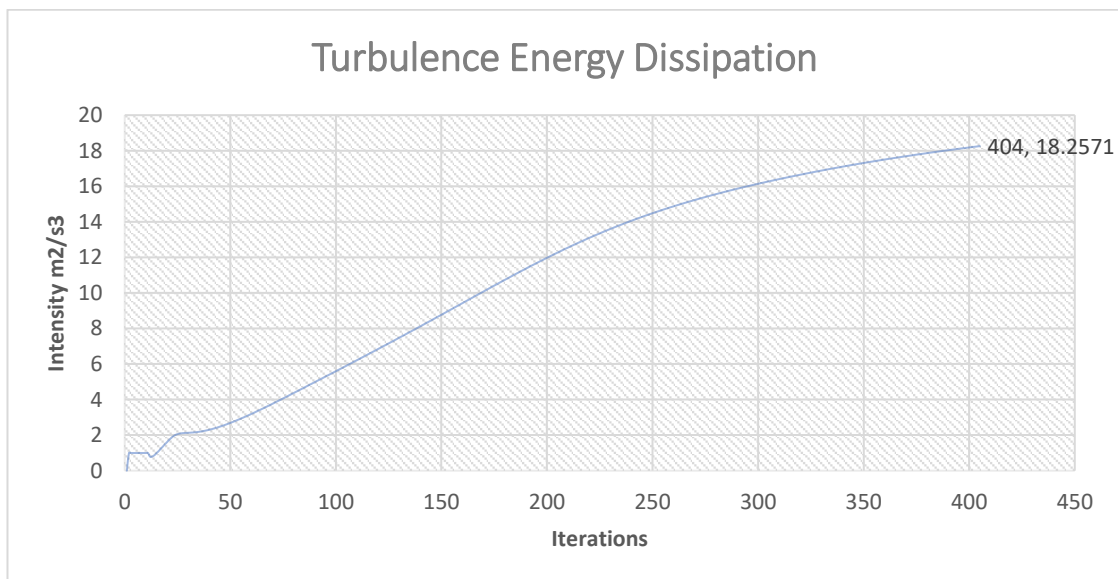
Σχήμα 5.12 : Διάγραμμα ταχύτητας Vz / Διεύθυνση ροής X



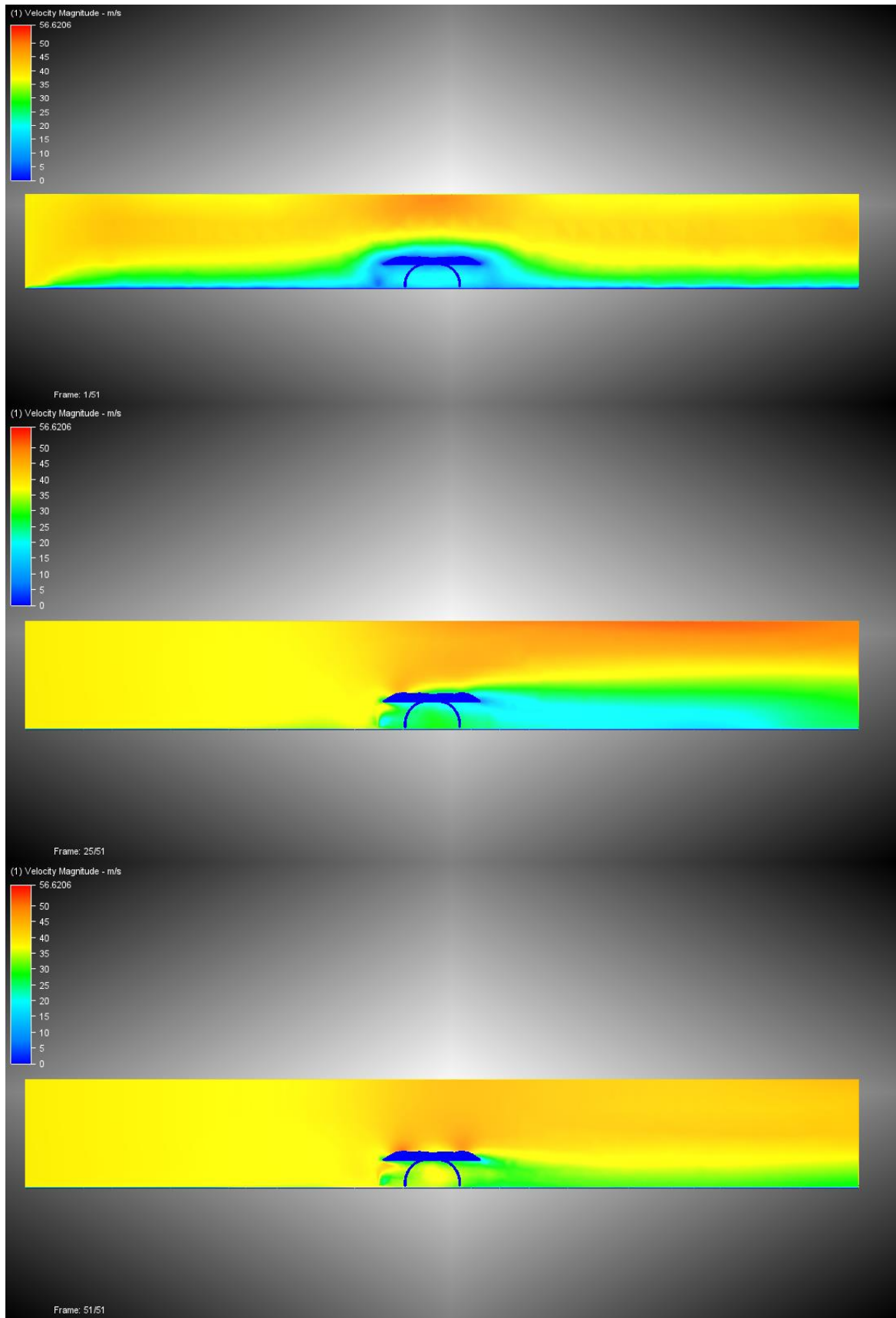
Σχήμα 5.13 : Πίεση / Διεύθυνση ροής X



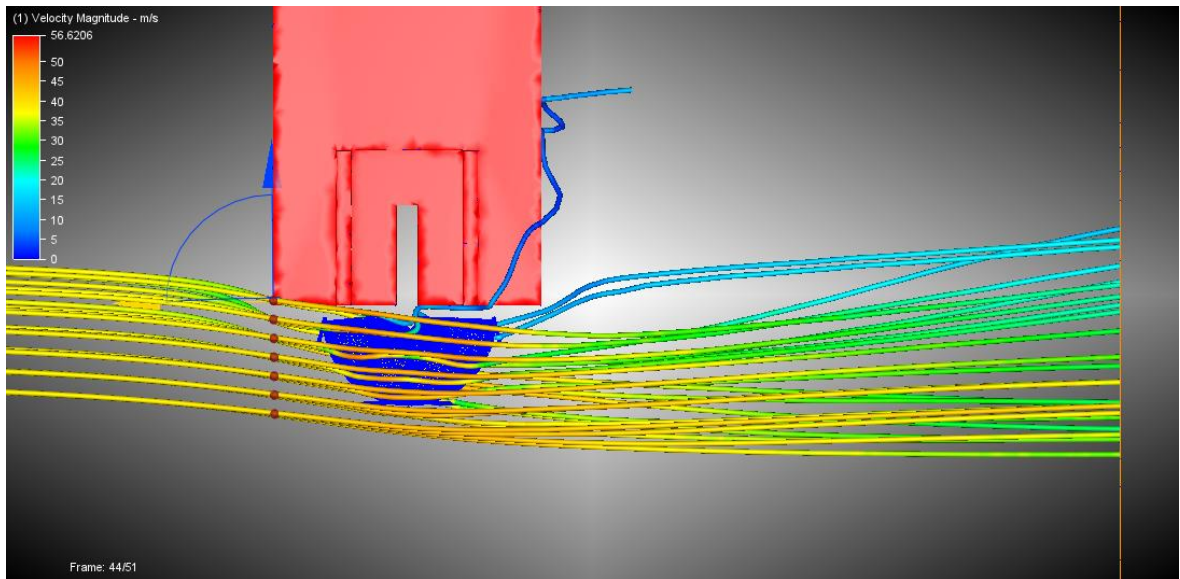
Σχήμα 5.14 : Turbulence Kinetic Energy (TKE) / Διεύθυνση ροής X



Σχήμα 5.15 : Turbulence Energy Dissipation (TED) / Διεύθυνση ροής X



Σχήμα 5.16 : Πεδίο ταχυτήτων για τρεις διαφορετικές στιγμές της ανάλυσης / Διεύθυνση ροής X



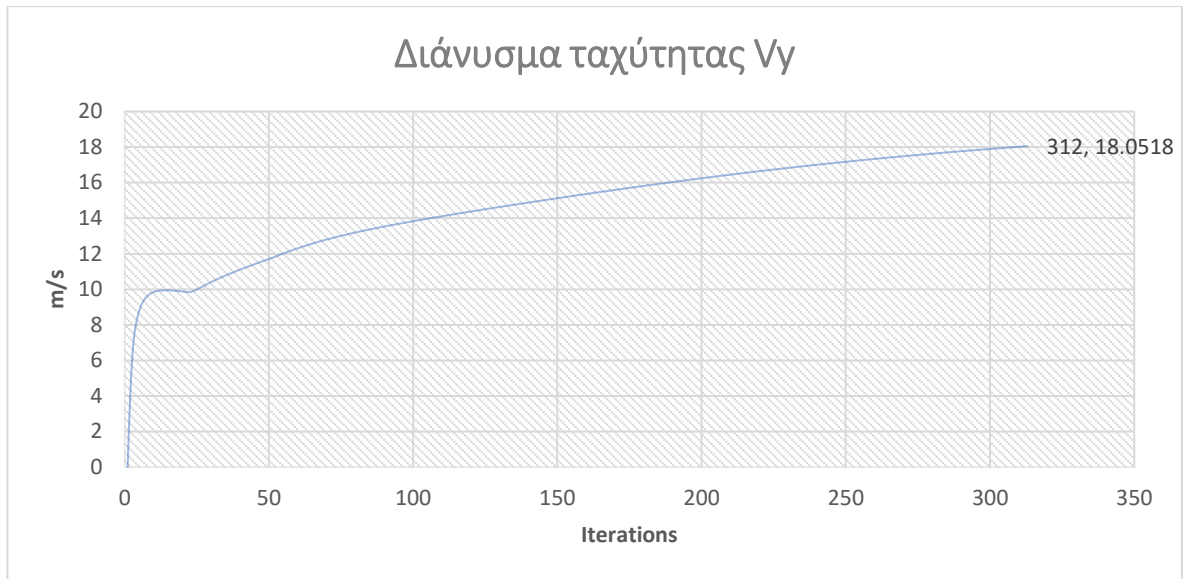
Σχήμα 5.17 : Αναπαράσταση ροϊκών γραμμών και εντοπισμός στροβιλισμού λόγω εμποδίου κτιρίου / Διεύθυνση ροής X

5.4.2 Διεύθυνση Y – Μοντέλο k-ε – Steady State Solution – Incompressible Flow

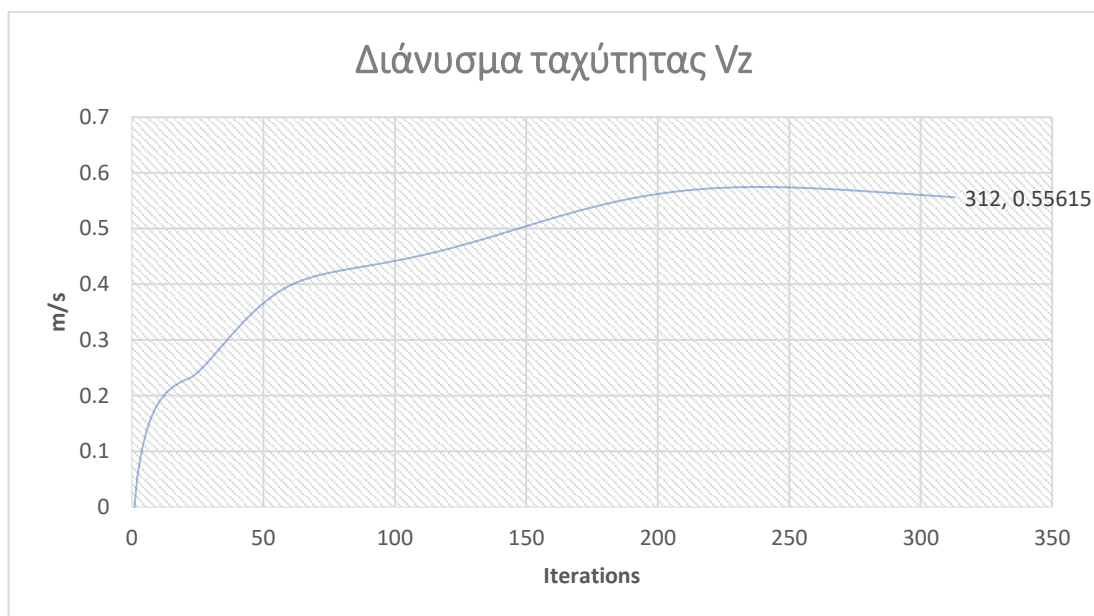
Για την διεύθυνση Y με το μοντέλο τύρβης k-ε, η ανάλυση ολοκληρώθηκε στις 312 επαναλήψεις.



Σχήμα 5.18 : Διάλυση ταχύτητας Vx / Διεύθυνση ροής Y



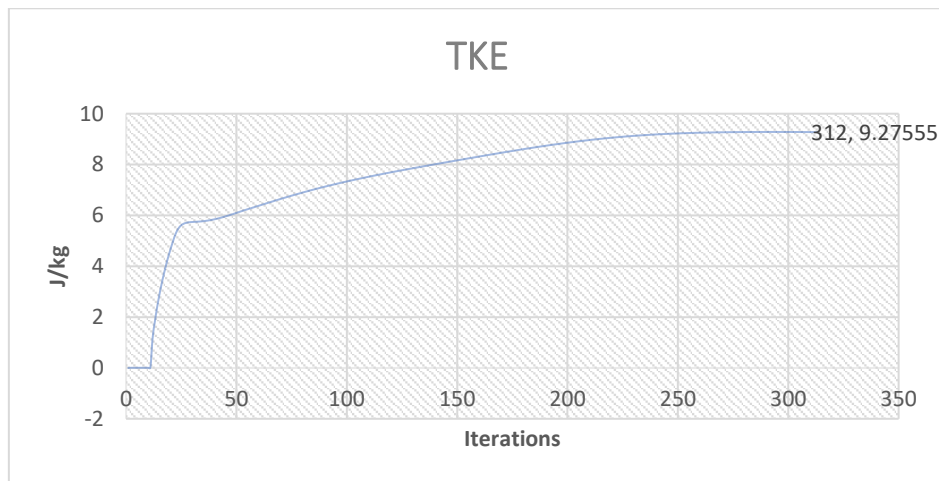
Σχήμα 5.19 : Διάγραμμα ταχύτητας Vy / Διεύθυνση Y



Σχήμα 5.20 : Διάγραμμα ταχύτητας Vz / Διεύθυνση ροής Y



Σχήμα 5.21 : Πίεση / Διεύθυνση ροής Y

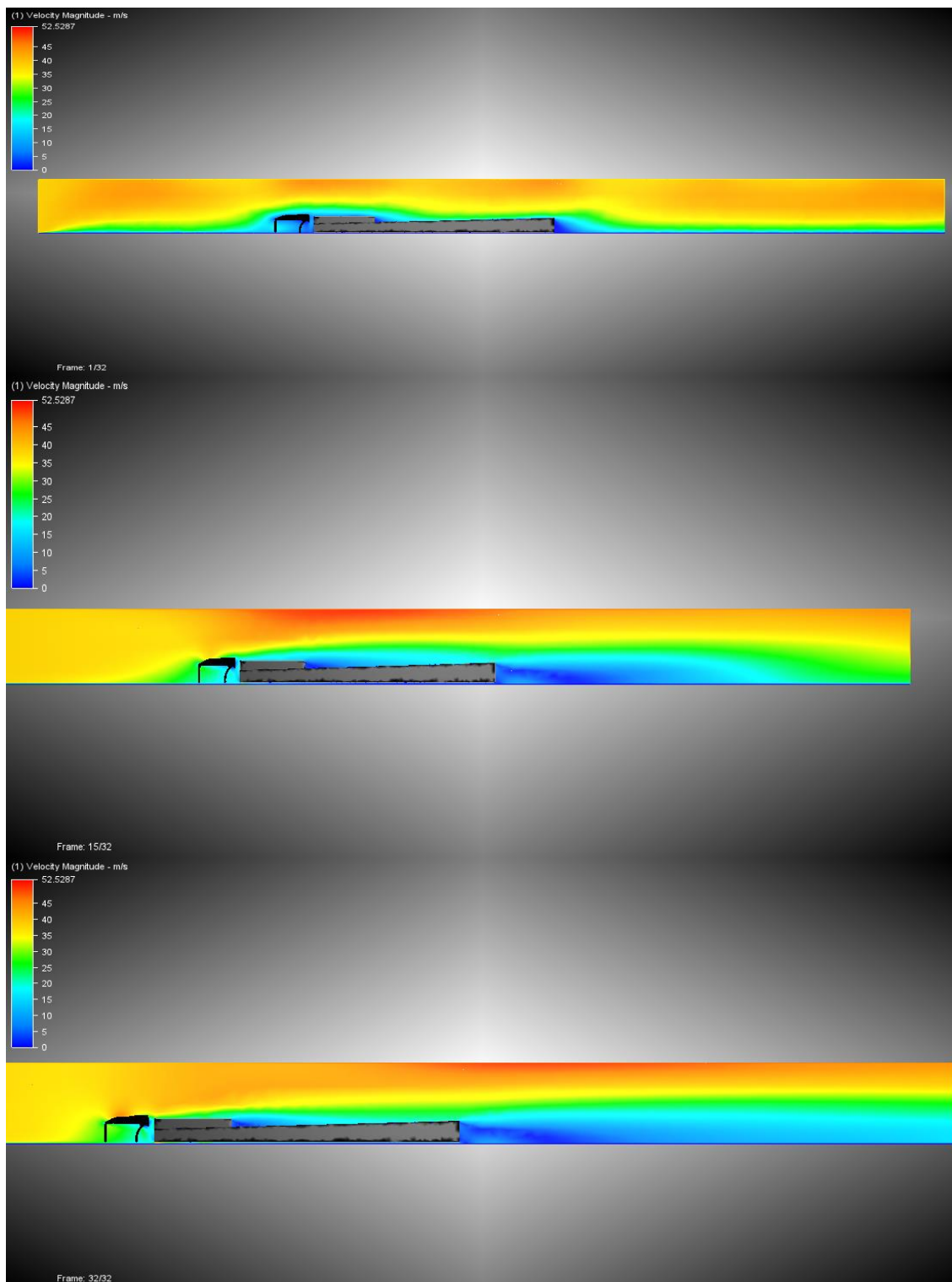


Σχήμα 5.22 : Turbulence Kinetic Energy (TKE) / Διεύθυνση ροής Y

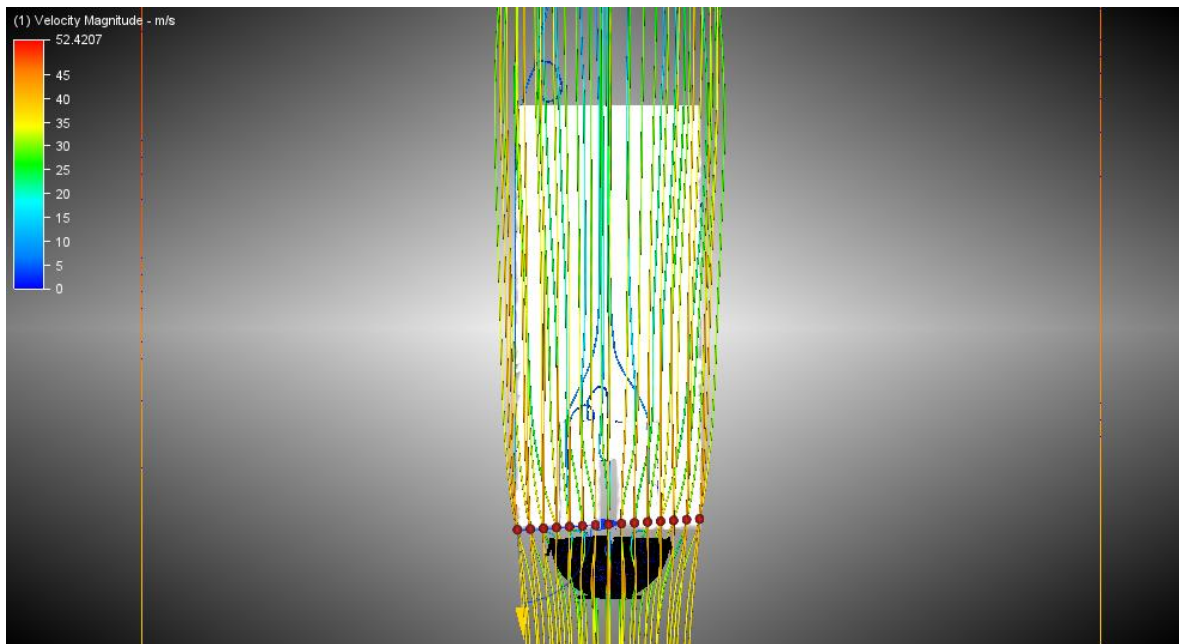


Σχήμα 5.23 : Turbulence Energy Dissipation (TED) / Διεύθυνση ροής Y

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η κατάσταση του πεδίου των ταχυτήτων σε 3 χρονικές στιγμές ανά 10 επαναλήψεις, στην 1^η, μεσαία και τελευταία. Η αναπαράσταση του πεδίου έγινε με τη μέθοδο του ψευδοχρώματος.



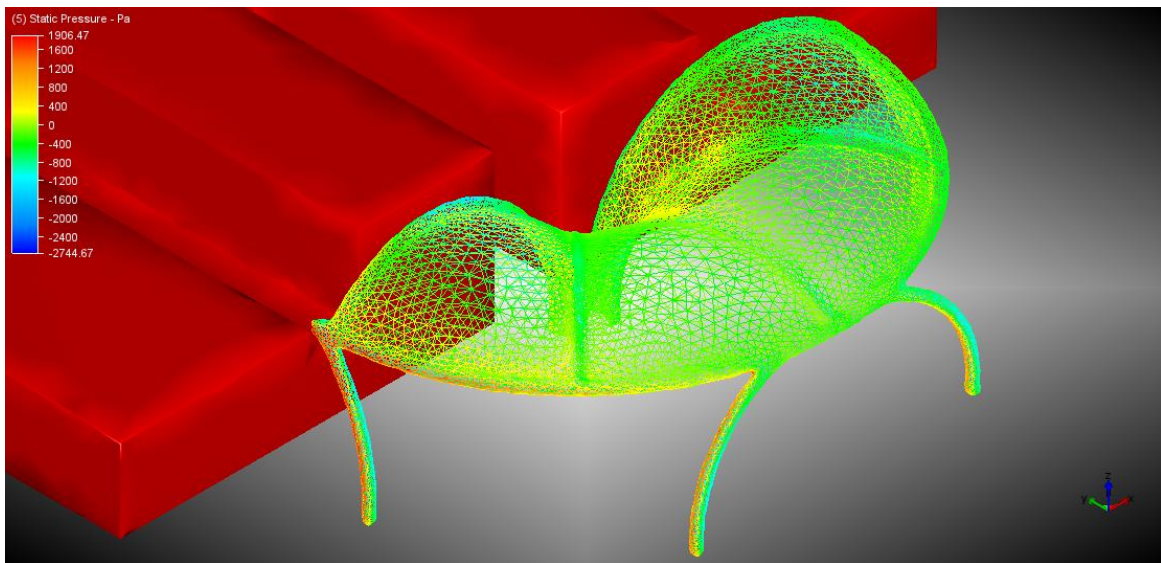
Σχήμα 5.24 : Πεδίο ταχυτήτων για τρεις διαφορετικές στιγμές της ανάλυσης / Διεύθυνση ροής Y



Σχήμα 5.25 : Ροϊκές γραμμές και εντοπισμός δύο τοπικών στροβιλισμών λόγω εμποδίου

Με βάση λοιπόν τις κατανομές των ταχυτήτων και των πιέσεων που αναπτύχθηκαν στις επιφάνειες του στεγάστρου, υπολογίστηκαν τα γραμμικά και τα επιφανειακά φορτία που φορτίζουν την κατασκευή. Το φορτίο σε όλη την επιφάνεια του στεγάστρου υπολογίστηκε απευθείας ως επιφανειακό φορτίο χωρισμένο σε ζώνες ώστε να ληφθούν υπόψη οι εναλλαγές του προσήμου, ενώ για την πίεση στα κατακόρυφα στοιχεία υπολογίστηκε η συνισταμένη των δυνάμεων στις τρεις διευθύνσεις και στη συνέχεια διαιρέθηκε με το A_{ref} των στύλων. Για το 4^ο περιμετρικό υποστύλωμα όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 4, το γραμμικό φορτίο για την διεύθυνση X υπολογίστηκε και με βάση τον κανονισμό για λόγους σύγκρισης. Προέκυψαν τα αποτελέσματα .

5.4.3 Διεύθυνση X – Γραμμικό Φορτίο στους Στόλους και Κατανομημένο στην Επιφάνεια Στέγασης

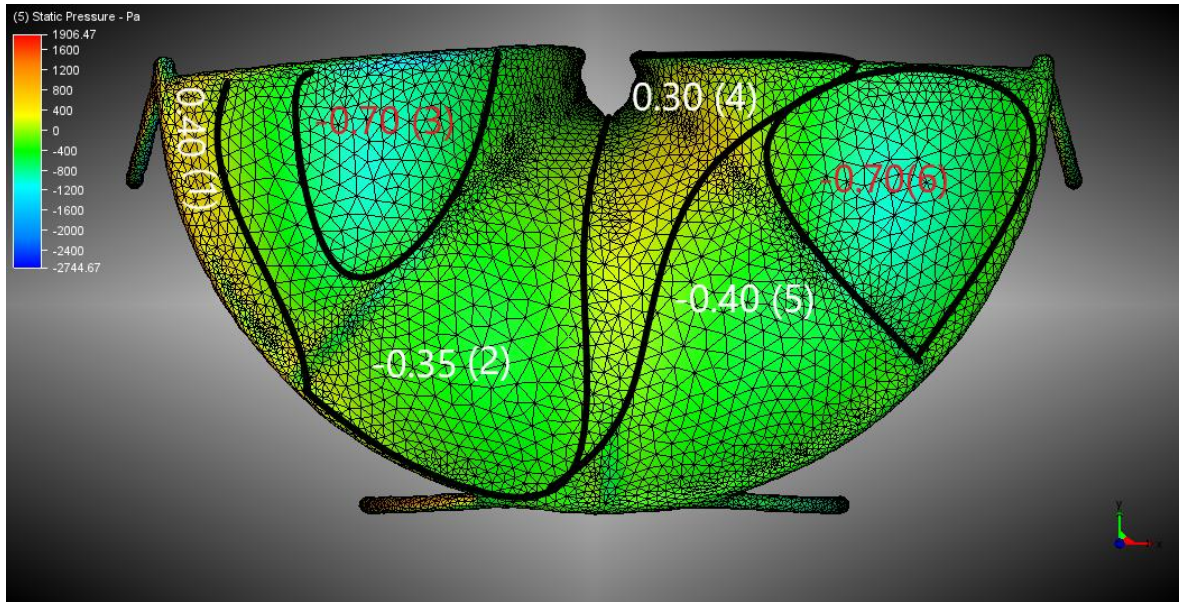


Σχήμα 5.26 : Φόρτιση κατασκευής για διεύθυνση ροής X

Πίνακας 5.1 : Πίνακας κατανομής γραμμικού φορτίου στα υποστώματα για διεύθυνση ροής ανέμου X

Μέλος	Γραμμικό X (kN/m)	Γραμμικό Y (kN/m)	Γραμμικό Z (kN/m)
Υποστώλωμα 1	0.141	0.08	-0.072
Υποστώλωμα 2	0.67	-0.319	0.49
Υποστώλωμα 3	0.795	0.3523	-0.609
Υποστώλωμα 4	0.873	0.006	-0.0843

Η επιφάνεια στέγασης χωρίστηκε σε 6 ζώνες για μεγαλύτερη ακρίβεια της κατανομής του φορτίου όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.27 .

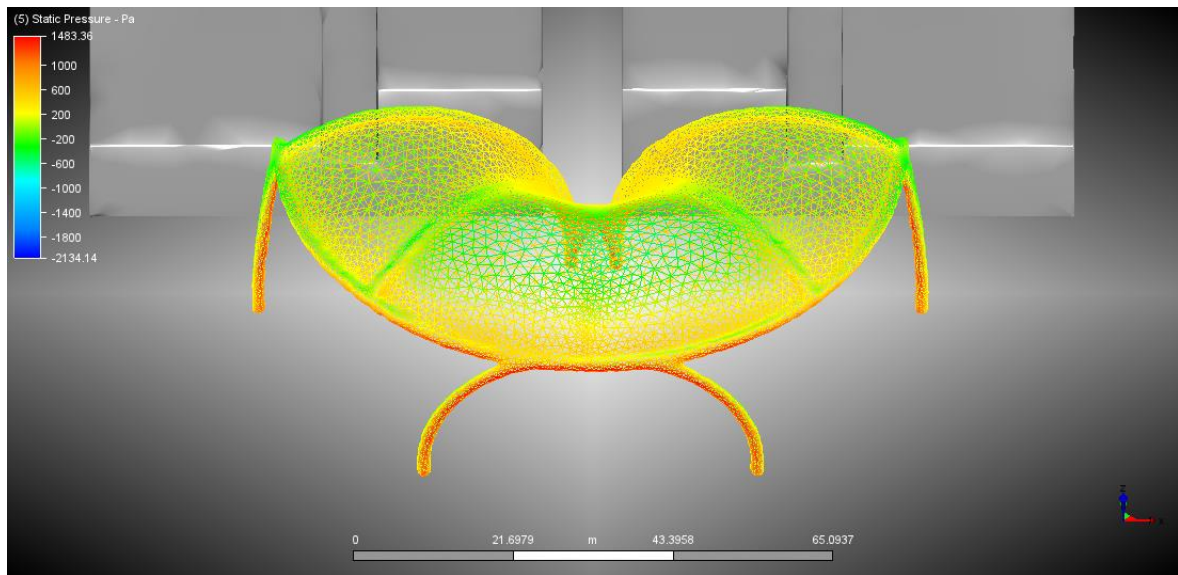


Σχήμα 5.27 : Ζώνες επιφανειακού φορτίου για διεύθυνση ροής X

- Ζώνη 1 : 0.40 kN/m^2
- Ζώνη 2 : -0.35 kN/m^2
- Ζώνη 3 : -0.70 kN/m^2
- Ζώνη 4 : 0.30 kN/m^2
- Ζώνη 5 : -0.40 kN/m^2
- Ζώνη 6 : -0.70 kN/m^2

Επιπλέον αυτών των επιφανειακών φορτίων, το στέγαστρο φορτίζεται και με πίεση προς τα άνω σε όλη του την επιφάνεια στέγασης ίση με 0.40 kN/m^2 .

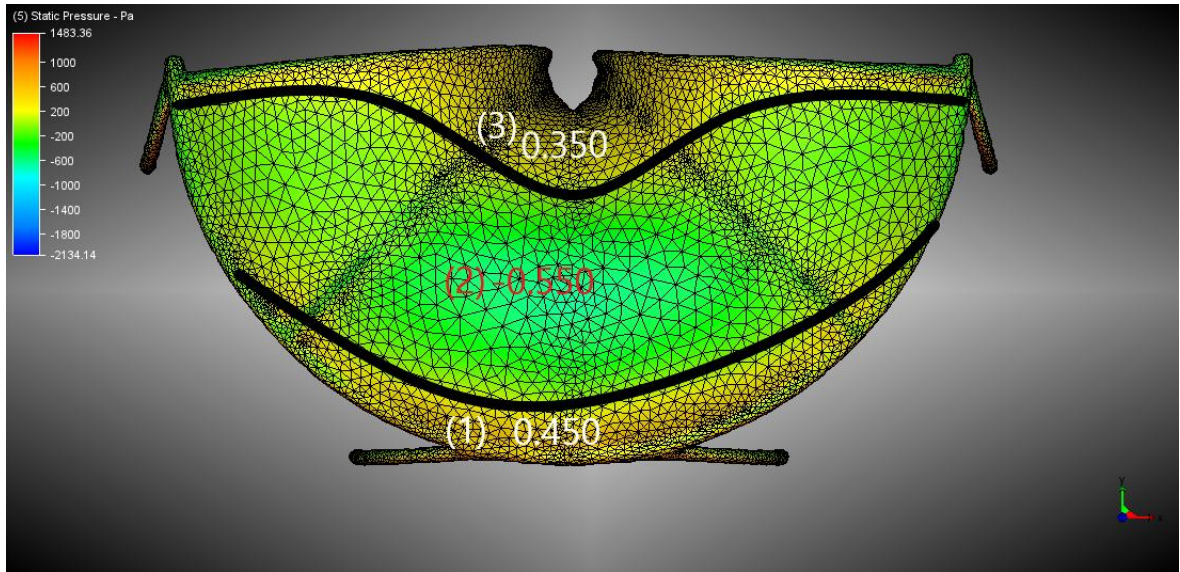
5.4.4 Διεύθυνση Y – Γραμμικό Φορτίο στους Στόλους και Κατανομημένο στην Επιφάνεια Στέγασης



Σχήμα 5.28 : Φόρτιση κατασκευής για διεύθυνση ροής Y

Πίνακας 5.2 : Πίνακας 5.3 : Πίνακας κατανομής γραμμικού φορτίου στα υποστυλώματα για διεύθυνση ροής ανέμου Y

Μέλος	Γραμμικό X (kN/m)	Γραμμικό Y (kN/m)	Γραμμικό Z (kN/m)
Υποστύλωμα 1	0.388	0.445	-0.1327
Υποστύλωμα 2	0.065	0.7724	0.032
Υποστύλωμα 3	-0.10	0.7547	0.03525
Υποστύλωμα 4	-0.384	0.4324	-0.2773



Σχήμα 5.29 : Ζώνες επιφανειακού φορτίου για διεύθυνση ροής Y

- Ζώνη 1 : 0.450 kN/m^2
- Ζώνη 1 : -0.550 kN/m^2
- Ζώνη 1 : 0.350 kN/m^2

Επιπλέον αυτών των επιφανειακών φορτίων, το στέγαστρο φορτίζεται και με πίεση προς τα άνω σε όλη του την επιφάνεια στέγασης ίση με 0.90 kN/m^2 .

5.4.5 Σύγκριση Αποτελεσμάτων Γραμμικού Φορτίου 4^{ου} Στύλου με EN 1991 – 1 – 4

Απο την ανάλυση στο CFD το γραμμικό φορτίο του στύλου 4 στην διεύθυνση X προέκυψε 0.873 kN/m^2 ενώ απο το ευρωπαϊκό πρότυπο προέκυψε απο $0.77 \sim 0.80 \text{ kN/m}^2$ γραμμικά κατανεμημένο καθ' ύψος του στύλου. Συμπαιρένουμε λοιπόν, οτι η ανάλυση με το λογισμικό CFD δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα οπότε μπορούμε να διαστασιολογήσουμε με τις πιέσεις ανέμου απο αυτό.

6 Καταστάσεις Σχεδιασμού

6.1 Γενικά

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά την φάση ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της. Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σύμφωνα με τον EN 1991-1-1 ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, όπως η φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες όπως πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή. Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:
 - Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS: Ultimate Limit States)
 - Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS: Serviceability Limit States)

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ . Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συνδυασμοί των δράσεων αυτών (επιμέρους συντελεστές σχεδιασμού ψ), οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

6.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Αποτελούν οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

6.2.1 Βασικές Αρχές Υπολογισμού Συνδυασμών Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

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

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.1)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.2)$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.3)$$

όπου:

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

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συμπεριλαμβάνονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατό να εμφανιστούν ταυτόχρονα, όπως είναι τα επιβαλλόμενα φορτία με τα φορτία του ανέμου. Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας μια κατασκευής ή μέλους αυτής είναι:

- Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές
 - i. για μόνιμες δράσεις:

$$\gamma_{G,sup} = 1.35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{G,inf} = 1.00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$
 - ii. για μεταβλητές δράσεις

$$\gamma_{Q,sup} = 1.50 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{Q,inf} = 0 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$
- Καταστάσεις Τυχηματικές

$$\gamma_A = 1.00 \text{ (γενικώς)}$$

6.2.2 Συνδυασμοί Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Δεδομένων των προαναφερθέντων φορτίσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί φορτίσεων :

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο χιονιού
 1. $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Snow} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Wind} + X + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} +$
 2. $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Snow} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Wind} + Y + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} -$
 3. $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Snow} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Wind} + Y + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} +$
 4. $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Snow} + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Wind} + X + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} -$
- Κύριο μεταβλητό το φορτίο ανέμου
 5. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot \text{Wind} + X + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} -$
 6. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot \text{Wind} + Y + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} +$
 7. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot \text{Wind} + X + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} +$
 8. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot \text{Wind} + Y + 0.6 \cdot 1.50 \cdot \text{Temp} -$
- Κύριο μεταβλητό η θερμοκρασιακή μεταβολή
 9. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot 0.60 \cdot \text{Wind} + X + 1.50 \cdot \text{Temp} +$
 10. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot 0.60 \cdot \text{Wind} + X + 1.50 \cdot \text{Temp} -$
 11. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot 0.60 \cdot \text{Wind} + Y + 1.50 \cdot \text{Temp} +$
 12. $1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot \text{Snow} + 1.50 \cdot 0.60 \cdot \text{Wind} + Y + 1.50 \cdot \text{Temp} -$

- Ευμενή κατακόρυφα φορτία

$$13. 1.0 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Wind} + X + 1.50 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} +$$

$$14. 1.0 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Wind} + Y + 1.5 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} -$$

$$15. 1.0 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Wind} + X + 1.50 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} -$$

$$16. 1.0 \cdot G + 1.5 \cdot \text{Wind} + Y + 1.50 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} +$$

6.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ)

Αποτελούν οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για μέλη ή το σύνολο του φορέα επηρεάζοντας την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών και την άνεση των χρηστών. Τέτοιες καταστάσεις εμφανίζονται όταν υπάρχουν μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις. Συμπεράσματα

6.3.1 Βασικές Αρχές Υπολογισμού Συνδυασμών Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

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

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.4)$$

- Για συχνές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.5)$$

- Για οιονεί – μόνιμες καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.6)$$

όπου:	
“+”	“επαλληλία με”
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
R_k	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
$\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2i}$	συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Πίνακας 6.1 : Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ κατά το EN 1990

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: γραφεία	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: καταστήματα	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1.0	0.9	0.8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτήρια			
Κατηγορία H: Οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-3)			
1000 m < H < 1500 m	0.7	0.5	0.2
H ≤ 1000 m	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς) (βλ. EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

6.3.2 Συνδυασμοί Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

- Κύριο μεταβλητό το χιόνι

$$17. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot \text{Snow} + 0.60 \cdot 1.0 \cdot \text{Wind} + X + 0.6 \cdot 1.0 \cdot \text{Temp} +$$

$$18. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot \text{Snow} + 0.60 \cdot 1.0 \cdot \text{Wind} + Y + 0.6 \cdot 1.0 \cdot \text{Temp} -$$

$$19. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot \text{Snow} + 0.60 \cdot 1.0 \cdot \text{Wind} + X + 0.6 \cdot 1.0 \cdot \text{Temp} -$$

$$20. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot \text{Snow} + 0.60 \cdot 1.0 \cdot \text{Wind} + Y + 0.6 \cdot 1.0 \cdot \text{Temp} +$$

- Κύριο μεταβλητό ο άνεμος

$$21. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot \text{Snow} + 1.0 \cdot \text{Wind} + X + 1.0 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} +$$

$$22. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot \text{Snow} + 1.0 \cdot \text{Wind} + Y + 1.0 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} -$$

$$23. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot \text{Snow} + 1.0 \cdot \text{Wind} + Y + 1.0 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} +$$

$$24. 1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot \text{Snow} + 1.0 \cdot \text{Wind} + X + 1.0 \cdot 0.60 \cdot \text{Temp} -$$

- Κύρια μεταβλητή η μεταβολή θερμοκρασίας

25. $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot S_{\text{snow}} + 1.0 \cdot 0.60 \cdot W_{\text{wind}} + X + 1.0 \cdot T_{\text{temp}}$
26. $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot S_{\text{snow}} + 1.0 \cdot 0.60 \cdot W_{\text{wind}} + X + 1.0 \cdot T_{\text{temp}}$
27. $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot S_{\text{snow}} + 1.0 \cdot 0.60 \cdot W_{\text{wind}} + Y + 1.0 \cdot T_{\text{temp}}$
28. $1.0 \cdot G + 1.0 \cdot 0.5 \cdot S_{\text{snow}} + 1.0 \cdot 0.60 \cdot W_{\text{wind}} + Y + 1.0 \cdot T_{\text{temp}}$

Όσον αφορά τους συχνούς και τους οιονεί – μόνιμους συνδυασμούς, αυτοί καλύπτονται από τους παραπάνω, χαρακτηριστικούς.

6.4 Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων

6.4.1 Βασικές Αρχές Υπολογισμού Σεισμικών Συνδυασμών

Οι σεισμικοί συνδυασμοί που προβλέπονται από τις διατάξεις του EN 1998 ορίζονται σύμφωνα με την εξίσωση:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1, \quad i \geq 1 \quad (6.7)$$

όπου:

“+”

σε συνδυασμό με Σ το συνδυασμένο αποτέλεσμα του

G_k

χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

P

αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέκτασης

Q_k

χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης

A_{Ed}

τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

ψ_2

συντελεστής για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης

Πίνακας 6.2 : Τιμές συντελεστή ψ_2 για κτίρια

Δράση	ψ_2
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0.3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0.3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0.6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0.6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	0.8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30 \text{ kN}$ (κατηγορία F)	0.6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30 \text{ kN} \leq W \leq 160 \text{ kN}$ (κατηγ. G)	0.3
Στέγες (κατηγορία H)	0.0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000 \text{ m}$	0.2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000 \text{ m}$	0.0
Φορτία ανέμου	0.0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς)	0.0

6.4.2 Σεισμικοί Συνδυασμοί

Ειδικότερα, οι εφαρμοζόμενοι βασικοί συνδυασμοί είναι οι ακόλουθοι:

29. $G + 0.3*Q + 1.0 * X + 0.3 * Y + 0.3 * Z$
30. $G + 0.3*Q + 1.0 * X - 0.3 * Y + 0.3 * Z$
31. $G + 0.3*Q + 1.0 * X - 0.3 * Y - 0.3 * Z$
32. $G + 0.3*Q + 1.0 * X + 0.3 * Y - 0.3 * Z$
33. $G + 0.3*Q + 0.3 * X + 1.0 * Y + 0.3 * Z$
34. $G + 0.3*Q + 0.3 * X - 1.0 * Y + 0.3 * Z$
35. $G + 0.3*Q + 0.3 * X - 1.0 * Y - 0.3 * Z$
36. $G + 0.3*Q + 0.3 * X + 1.0 * Y - 0.3 * Z$
37. $G + 0.3*Q + 0.3 * X + 0.3 * Y + 1.0 * Z$
38. $G + 0.3*Q + 0.3 * X - 0.3 * Y + 1.0 * Z$
39. $G + 0.3*Q + 0.3 * X - 0.3 * Y - 1.0 * Z$
40. $G + 0.3*Q + 0.3 * X + 0.3 * Y - 1.0 * Z$
41. $G + 0.3*Q - 1.0 * X + 0.3 * Y + 0.3 * Z$
42. $G + 0.3*Q - 1.0 * X - 0.3 * Y + 0.3 * Z$
43. $G + 0.3*Q - 1.0 * X - 0.3 * Y - 0.3 * Z$
44. $G + 0.3*Q - 1.0 * X + 0.3 * Y - 0.3 * Z$
45. $G + 0.3*Q - 0.3 * X + 1.0 * Y + 0.3 * Z$
46. $G + 0.3*Q - 0.3 * X - 1.0 * Y + 0.3 * Z$
47. $G + 0.3*Q - 0.3 * X - 1.0 * Y - 0.3 * Z$
48. $G + 0.3*Q - 0.3 * X + 1.0 * Y - 0.3 * Z$
49. $G + 0.3*Q - 0.3 * X + 0.3 * Y + 1.0 * Z$
50. $G + 0.3*Q - 0.3 * X - 0.3 * Y + 1.0 * Z$
51. $G + 0.3*Q - 0.3 * X - 0.3 * Y - 1.0 * Z$
52. $G + 0.3*Q - 0.3 * X + 0.3 * Y - 1.0 * Z$

Συνολικά οι συνδυασμοί με τους οποίους λήφθηκε υπόψη η διαστασιολόγηση της κατασκευής είναι 52 στο πλήθος

7 Ανάλυση και Έλεγχος

7.1 Γενικά

Αφότου πραγματοποιηθεί ο προσδιορισμός των φορτίων που θα ενεργήσουν επί της κατασκευής, ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων που μελετήθηκαν στο κεφάλαιο 5, με στόχο την επιβεβαίωση της επάρκειας των επιλεγόμενων μελών και διατομών. Οι χρησιμοποιούμενες αναλύσεις πρέπει να είναι τόσο προσεγγιστικές όσο επιτρέπεται και τόσο λεπτομερείς όσο επιβάλλεται. Τα παραπάνω, εξαρτώνται κυρίως από τα γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία του φορέα καθώς και από το είδος και την ένταση των φορτίσεων.

Η υψηλή αντοχή των δομικών υλικών σε συνδυασμό με την διαρκή εξέλιξη των μεθόδων βιομηχανικής κατεργασίας τους, καθιστούν εφικτή την παραγωγή δομικών μελών σε οποιοδήποτε Σχήμα και πάχος. Η συνεχής βελτίωση των λογισμικών ανάλυσης, κάνει δυνατή την εφαρμογή ακριβέστερων και πιο αξιόπιστων μεθόδων ανάλυσης, μειώνοντας έτσι τους απαιτούμενους συντελεστές ασφαλείας. Ως αποτέλεσμα, αναπτύσσονται ελαφρύτερα δομικά στοιχεία με μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης του υλικού. Οι κατασκευές είναι πια πιο εύκαμπτες, τόσο σε επίπεδο μέλους, όσο και σε επίπεδο φορέα, παρουσιάζοντας εντονότερη παραμόρφωση κατά την φόρτιση τους.

Ως συνέπεια, ένας φορέας κινδυνεύει πια από αστοχία λόγω αστάθειας ή λυγισμού, που οφείλεται σε απότομη και έντονη αύξηση των παραμορφώσεων για μικρή αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου. Η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα παρουσιάζει σημαντικές αποκλίσεις από την αρχική και άρα οι κλασσικές μέθοδοι στατικής ανάλυσης δεν εξασφαλίζουν την σωστή επίλυση του. Για την διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας στην παραμορφωμένη γεωμετρία, απαιτούνται ιδιαίτερες μέθοδοι στατικής ανάλυσης που οδηγούν στην κατάργηση της αναλογίας μεταξύ επιβαλλόμενων φορτίων και αναπτυσσόμενης έντασης και παραμόρφωσης, η οποία είναι γνωστή και ως γεωμετρικά μη γραμμική συμπεριφορά.

Ο προσδιορισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών του φορέα γίνεται με χρήση μιας από τις μεθόδους :

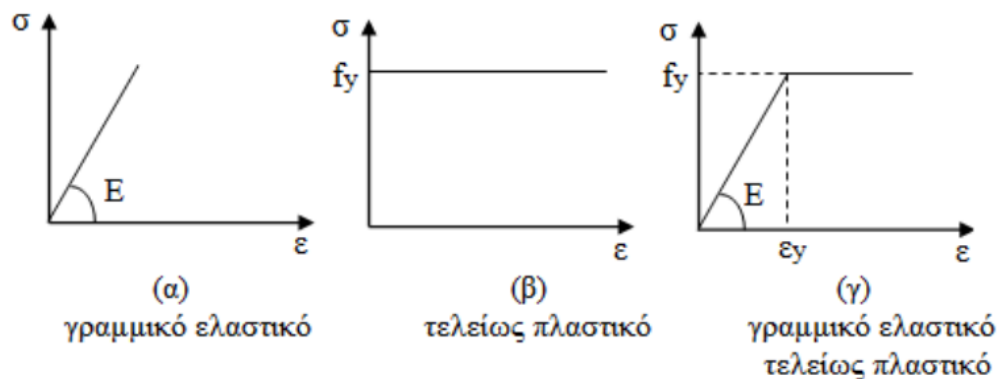
- Ελαστική ανάλυση
- Πλαστική ανάλυση

Η Ελαστική ανάλυση που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση, θεωρεί ότι η παραμόρφωση είναι ανάλογη με την τάση, δηλαδή το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά καθ' όλη την φόρτιση (Σχήμα 5.1α). Τα εντατικά μεγέθη στατικώς ορισμένων φορέων προκύπτουν από τις εξισώσεις ισορροπίας, ενώ στους υπερστατικούς φορείς εφαρμόζονται επιπλέον γεωμετρικές σχέσεις γνωστές ως συνθήκες συμβιβαστού, για να εξασφαλιστεί συμβατότητα των μετακινήσεων στην παραμορφωμένη κατάσταση.

Επιπλέον, ανάλογα με το αν η επίδραση των παραμορφώσεων στο φορέα μπορεί να αμεληθεί ή όχι, τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν με διαφορετικές προσεγγίσεις. Έτσι, κατά τη θεωρία 1^{ης} τάξης, οι υπολογισμοί γίνονται πάντα έχοντας ως σημείο αναφοράς την αρχική γεωμετρία του φορέα, ενώ στη θεωρία 2^{ης} τάξης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η παραμορφωμένη γεωμετρία της φορτισμένης κατασκευής. Όταν χρησιμοποιείται θεωρία 1^{ης} τάξης, η συμπεριφορά της κατασκευής που αποτελείται από ελαστικό υλικό είναι επίσης γραμμική, δηλαδή οι μετακινήσεις μεταβάλλονται γραμμικά σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Αντιθέτως, στη θεωρία 2^{ης} τάξης η σχέση αυτή είναι μη γραμμική εξαιτίας των

μεταβολών της γεωμετρίας που προκύπτουν από τα δρώντα φορτία. Σε αυτή την περίπτωση ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται με επαναληπτική διαδικασία. Ορίζεται μια συγκεκριμένη κατανομή φορτίων τα οποία αυξάνουν βήμα-βήμα μέσω ενός πολλαπλασιαστή φόρτισης. Η κατάσταση παραμόρφωσης στο τέλος του κάθε βήματος χρησιμοποιείται ως γεωμετρία αναφοράς για το επόμενο βήμα. Κάθε βήμα είναι τόσο μικρό ώστε να μπορεί να υποθεθεί γραμμική συμπεριφορά μεταξύ μετακινήσεων και επιβαλλόμενων φορτίων.

Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα όμως δεν είναι απεριόριστα γραμμική. Η πλαστική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Για παράδειγμα σε ένα ιδεατώδες ελαστικό, απόλυτα πλαστικό υλικό, η ισχύς του νόμου του Hooke περιορίζεται στην περιοχή τάσεων $\sigma \leq f_y$, όπου f_y το όριο διαρροής του υλικού, ενώ μετά από αυτή την περιοχή το υλικό διαρρέει πλαστικά υπό σταθερή τάση $\sigma = f_y$ (Σχήμα 7.1). Η ιδεατή αυτή σχέση τάσεων παραμορφώσεων αν και είναι απλά ένα μαθηματικό μοντέλο, αποτελεί μια καλή προσέγγιση της συμπεριφοράς του μαλακού χάλυβα.



Σχήμα 7.1 : Διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων

Για παράδειγμα, μια διατομή υπόκειται σε κάμψη. Εάν η καμπτική ροπή είναι μικρή, η τάση και η παραμόρφωση μεταβάλλονται γραμμικά καθ' ύψος της διατομής. Με την αύξηση της φόρτισης του φορέα, αυξάνεται και η ροπή μέχρι την $M_{elastic}$, όπου και διαρρέει μια ακραία ίνα ενός πέλματος. Αν η ροπή συνεχίσει να αυξάνεται, διαρρέει και η ακραία ίνα του άλλου πέλματος. Στην συνέχεια οι δυο διαρροές εξαπλώνονται στο εσωτερικό της διατομής μέχρι να συναντηθούν και να πλαστικοποιηθεί πλήρως η διατομή. Σε αυτή την κατάσταση λέμε, ότι η διατομή είναι πλήρως πλαστική και έχει αναπτύξει την μέγιστη πλαστική αντοχή της $M_{plastic}$.

Με την δημιουργία αυτής της πλαστικής άρθρωσης, ο φορέας συμπεριφέρεται σαν να έχει σε εκείνο το σημείο άρθρωση, οπότε η ένταση κατανέμεται σε άλλα σημεία. Η φόρτιση μπορεί να αυξάνει μέχρι να δημιουργηθεί ικανός αριθμός πλαστικών αρθρώσεων, που να οδηγούν τον φορέα σε μηχανισμό, δηλαδή σε κατάρρευση. Η πλαστική ανάλυση λοιπόν, συνεπάγεται όχι μόνο πλαστική ανακατανομή των τάσεων στη διατομή, αλλά επίσης ανακατανομή της έντασης και στον φορέα.

Η πλαστική ανάλυση βασίζεται σε μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού ακόμα και αν αμελούνται φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Οι πλαστικές αναλύσεις 2^{ης} τάξης απαιτούν επαναληπτικές διαδικασίες με πολλούς υπολογισμούς, οι οποίες απαιτούν την χρήση προγραμμάτων υπολογιστή.

Για να είναι δυνατή η πλαστική ανάλυση όμως, πρέπει να πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις, ώστε τα μέλη της κατασκευής να διαθέτουν επαρκή στρωφική ικανότητα, στις θέσεις όπου δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις. Οι κανονισμοί επιβάλλουν κάποια όρια σχετικά με τον τύπο του χάλυβα και τα σχετικά πάχη των διατομών των μελών. Εξαιτίας της μεγάλης μείωσης της δυσκαμψίας λόγω της διαρροής, τα μέλη με πλαστικές αρθρώσεις είναι πολύ πιθανό να αστοχήσουν λόγω απώλειας της ευστάθειας τους. Επομένως, υπάρχουν και εκεί αυστηροί περιορισμοί σχετικά με τη λυγνότητα αυτών των μελών της κατασκευής.

7.2 Ειδικές Κανονιστικές Διατάξεις

Όπως περιεγράφηκε παραπάνω, η ελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση, ενώ για την πλαστική ανάλυση πρέπει να ισχύουν οι προϋποθέσεις :

- Ο χάλυβας πρέπει να έχει κατάλληλη ολκιμότητα, ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί η πλαστική αντοχή των διατομών.
- Μετά την δημιουργία της, η πλαστική άρθρωση πρέπει να μπορεί να στραφεί υπό σχεδόν σταθερή ροπή, ίση με την πλαστική ροπή της διατομής (διατομή κατηγορίας 1)
- Η πλαστική άρθρωση πρέπει να έχει αρκετή στρωφική ικανότητα, χωρίς να προηγηθεί τοπικός ή πλευρικός λυγισμός, ώστε να μπορεί να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης με ανακατανομή των ροπών.
- Σε περίπτωση όπου στον κορμό μιας διατομής, στη θέση της πλαστικής άρθρωσης εφαρμόζεται εγκάρσια (τέμνουσα) δύναμη μεγαλύτερη από το 10% της αντοχής της διατομής έναντι τέμνουσας, πρέπει να προβλέπονται ενισχύσεις κορμού σε μία απόσταση $h/2$ από τη θέση της πλαστικής άρθρωσης (h το ύψος της διατομής).
- Η κατασκευή πρέπει να υπόκεινται κυρίως σε στατικά φορτία, ώστε να μην είναι δυνατόν να αστοχήσει από ολιγοκυκλική κόπωση.

Ως προς το είδος της ανάλυσης όμως (θεωρία 1^{ης} ή 2^{ης} τάξης) ο Ευρωκώδικας προβλέπει τα εξής:

Ανάλυση 1^{ης} τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση, ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Αυτή η απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν:

$$\checkmark \quad \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{για ελαστική ανάλυση}$$

$$\checkmark \quad \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$

όπου:

α_{cr} συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

F_{Ed} το φορτίο σχεδιασμού

F_{cr} το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

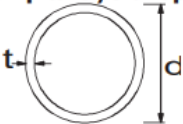
Η κατασκευή σχεδιάστηκε με βάση τις πλαστικές αντοχές των διατομών και κατ' επέκταση μελών ενώ εξετάστηκε αν ο συντελεστής α_{cr} είναι μεγαλύτερος από 15, ώστε να διαπιστωθεί αν μπορούν να αμεληθούν φαινόμενα 2^{ης} τάξης.

7.3 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Ο κύριος στόχος του σχεδιασμού μιας κατασκευής, είναι η διασφάλιση ενός ικανοποιητικού επιπέδου ασφαλείας έναντι αστοχίας. Ο έλεγχος διασφάλισης της παραπάνω απαίτησης πραγματοποιείται με την σύγκριση της μέγιστης καταπόνησης ενός μέλους με την αντοχή του, καθώς και με τον έλεγχο ευστάθειας του κάθε μέλους. Κάθε ανάλυση, ελαστική ή πλαστική, πρέπει να συνδεθεί με ένα κριτήριο για την υλοποίηση του σχεδιασμού των κατασκευών. Ένα τέτοιο κριτήριο μπορεί να είναι η έναρξη της πλαστικοποίησης της δυσμενέστερης ίνας τις διατομής ή ακόμα και η πλήρη πλαστικοποίηση αυτής.

Για την διευκόλυνση της επιλογής του κριτηρίου αστοχίας και γενικότερα της μεθόδου προσδιορισμού της αντοχής μιας διατομής, οι διατομές κατηγοριοποιούνται ανάλογα με την ικανότητα τους να αναπτύξουν τα απαιτούμενα μεγέθη ροπών, δίχως να εμφανίσουν πρόωρα τοπικό λυγισμό. Ειδικότερα:

- Οι διατομές κατηγορίας 1 έχουν δυνατότητα σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης με την απαιτούμενη στρωφική ικανότητα, αναπτύσσοντας παράλληλα την πλαστική ροπή αντοχής τους.
- Οι διατομές κατηγορίας 2 αναπτύσσουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, εμφανίζουν όμως περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Στις διατομές κατηγορίας 3, οι τάση στην ακραία ίνα μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά η ανάπτυξη πλήρους πλαστικής ροπής αντοχής εμποδίζεται λόγω τοπικού λυγισμού.
- Τέλος, οι διατομές κατηγορίας 4 δεν έχουν την δυνατότητα ανάπτυξης της τάσης διαρροής, αφού εμφανίζεται πρώτα το φαινόμενο του τοπικού λυγισμού. Χρησιμοποιούνται κατά κόρον στις ελαφρές μεταλλικές κατασκευές και αποτελούνται από λεπτότοιχες διατομές με λόγο d/t ιδιαίτερα χαμηλό.

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Σχήμα 7.2 : Κατηγοριοποίηση κοίλων κυκλικών διατομών

Κατά την προσδιορισμό των αντιστάσεων των διατομών με ελαστική ανάλυση, δεν επιτρέπεται να συμβεί διαρροή σε καμία θέση της κατασκευής. Με τον περιορισμό αυτό, εξασφαλίζεται η ελαστική συμπεριφορά του φορέα και είναι δυνατή η εφαρμογή της θεωρίας ελαστικότητας τόσο για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών όσο και των αντιστάσεων. Ο έλεγχος γίνεται σε επίπεδο τάσεων, όπου η μέγιστη δρώσα τάση σχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερη από την αντίστοιχη οριακή τάση σχεδιασμού, που συνήθως είναι ίση με την τάση διαρροής. Η ελαστική μέθοδος ανάλυσης καλύπτει όλες τις κατηγορίες διατομών. Το πιο συχνά χρησιμοποιούμενο κριτήριο τάσεων είναι το κριτήριο Von Mises και ο έλεγχος διαμορφώνεται ως εξής:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq f_y \quad (7.1)$$

Αναλυτικότερα, σε μια κυκλική διατομή που καταπονείται καμπτικά αξονικά, διατμητικά και στρεπτικά, οι τάσεις σε κάθε ίνα υπολογίζονται ως εξής:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{W_{el}} + \frac{M_{Ed,z}}{W_{el}} \quad (7.2)$$

$$\tau = \frac{V_{Ed,z}}{A} + \frac{V_{Ed,y}}{A} + \frac{T_{t,Ed}}{2 \cdot A_m \cdot \min t} \quad (7.3)$$

7.4 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτούνται για να ελεγχθεί αν το έργο πληροί τις απαιτήσεις χρήσεις, διατηρεί ικανοποιητική εμφάνιση και η ανθεκτικότητα του δεν υποβαθμίζεται με την πάροδο του χρόνου. Μπορεί να επηρεάσει σε μεγάλο βαθμό και την ασφάλεια της κατασκευής. Βασικά κριτήρια λειτουργικότητας είναι οι παραμορφώσεις και οι ταλαντώσεις. Και τα δύο σχετίζονται περισσότερο με την δυσκαμψία πάρα με την αντοχή του φορέα.

Ειδικότερα, αν τα βέλη του στεγάστρου είναι υπερβολικά μεγάλα, πέραν του αισθήματος δυσφορίας στους χρήστες, μπορεί να μην εξασφαλίζεται η απορροή των όμβριων και να υπάρχει συσσώρευση ανάλογων φορτίων, τα οποία θα επηρεάσουν και την αντοχή τους. Επιπλέον, όσο πιο ελαφριές γίνονται οι κατασκευές και όσο πιο πολύ μεγαλώνουν τα ανοίγματα, τόσο πιο κρίσιμοι γίνονται οι έλεγχοι λειτουργικότητας. Η μείωση του βάρους καθιστά τον φορέα περισσότερο ευάλωτο σε ταλαντώσεις. Τέλος, τα εντατικά μεγέθη για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας υπολογίζονται σε κάθε περίπτωση ελαστικά.

Παραμορφώσεις

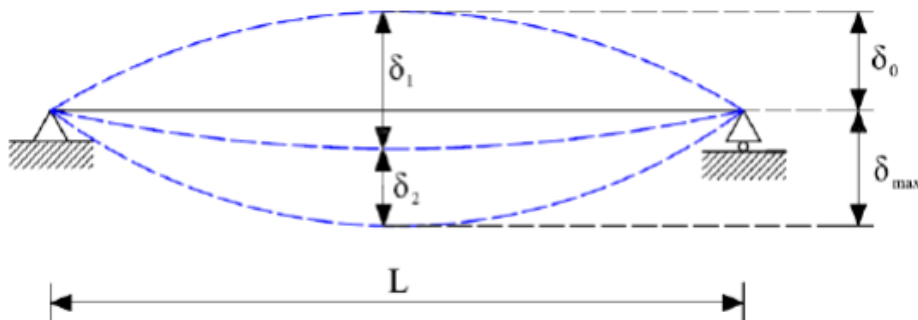
Το συνολικό βέλος (κατακόρυφη παραμόρφωση) δίνεται από την σχέση:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (7.4)$$

όπου :

- δ_1 το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων
- δ_2 το βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων
- δ_0 το αντιβέλος – αν υπάρχει – της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Για τον υπολογισμό του βέλους κάμψης των προβόλων, ως μήκος L λαμβάνεται το διπλάσιο του πραγματικού.



Σχήμα 7.3 : Βέλη κάμψης αμφιέριστης δοκού

Πίνακας 7.1 : Οριακές τιμές βελών κάμψης

	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το δ_{max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Για την ικανοποίηση των απαιτήσεων των παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, τα μέλη του φορέα θα έχουν αρχικά τέτοια αντιβέλη, ώστε με την επιβολή των μονίμων φορτίσεων το βέλος να είναι μηδενικό.

Ταλαντώσεις

Οι ταλαντώσεις είναι δυναμικές επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και προκαλούνται από τον άνεμο σε πολύ εύκαμπτες κατασκευές, όπως είναι το στέγαστρο που μελετάται. Η κατασκευή πρέπει να ερευνηθεί έναντι ταλαντώσεων λόγω δυναμικής δράσης του ανέμου, σε επίπεδα παράλληλα αλλά και κάθετα προς τη φορά του ανέμου και να εξεταστούν για ριπές ανέμου και στροβιλισμούς που προκαλούν ταλαντώσεις. Σε τέτοιες περιπτώσεις, μπορεί τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής να αποτελούν το βασικό κριτήριο σχεδιασμού του φορέα. Προς το παρόν δεν υπάρχει, τουλάχιστον στο επίπεδο των Ευρωκωδίκων, μια γενικώς αναγνωρισμένη μέθοδος για οριοθέτηση των ταλαντώσεων.

7.5 Έλεγχος σε Κόπωση

7.5.1 Γενικά

Η κόπωση είναι μια διαδικασία συσσώρευσης βλάβης σε ένα στοιχείο που υποβάλλεται σε επαναληπτική φόρτιση, κατά την οποία σχηματίζονται και σταδιακά διευρύνονται ρωγμές. Η αστοχία επέρχεται όταν η ρωγμή είναι τόσο μεγάλη, ώστε η παραμένουσα καθαρή διατομή να μην μπορεί να παραλάβει πλέον τα επιβαλλόμενα φορτία. Είναι ένα τοπικό φαινόμενο που εμφανίζεται ιδιαίτερα σε περιοχές συγκέντρωσης τάσεων λόγω π.χ. απότομης αλλαγής διατομή, διάνοιξης οπών για κοχλιώσεις, περιοχές συγκολλήσεων με παραμένουσες τάσεις, μεταλλουργικές μεταβολές κ.λπ.

Οι πιο συχνές κατασκευές που υπόκεινται σε κόπωση και χρήζει ο έλεγχος είναι οι οδικές και οι σιδηροδρομικές γέφυρες λόγω του μεγάλου αριθμού επαναληπτικών φορτίσεων. Τονίζεται ότι οι γέφυρες μικρών έως μεσαίων ανοιγμάτων καθίστανται πιο επιρρεπείς σε κόπωση από γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων διότι ο λόγος των κινητών φορτίων προς τα μόνιμα είναι σαφώς μεγαλύτερος. Γενικά σε περιπτώσεις όπου τα ίδια βάρη της κατασκευής αποτελούν την μεγαλύτερη ένταση μεταξύ των υπολοίπων, ενώ οι κινητές φορτίσεις καταλαμβάνουν ένα 40% μπορούμε να αμελήσουμε τους ελέγχους σε κόπωση, σίγουρα τουλάχιστον σε φάση προμελέτης.

7.5.2 Προϋποθέσεις Αποφυγής Ελέγχου σε Κόπωση

Υπό ορισμένες προϋποθέσεις μπορεί να αποφευχθεί ο έλεγχος σε κόπωση, αυτό ισχύει στις ακόλουθες περιπτώσεις :

- Πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών και παρόμοιες γέφυρες οι οποίες καταπονούνται κυρίως από στατικά φορτία και δεν διεγείρονται από άνεμο.
- Δευτερεύοντα μέλη οδικών και σιδηροδρομικών γεφυρών που δεν καταπονούνται από φορτία κυκλοφορίας και δεν διεγείρονται από άνεμο.
- Σε οδικές γέφυρες : κύριες δοκοί και τα προσαρτήματά τους αν η κατηγορία λεπτομέρειας είναι τουλάχιστον 71 και το άνοιγμά τους μεγαλύτερο από 45 m.
- Για ονομαστικά εύρη τάσεων $\gamma_{Ff} = \Delta\sigma \leq \gamma_{Mf}$ σε MPa
- Για αριθμό κύκλων φόρτισης $N = 2 \cdot 10^6 \cdot \left[\frac{36/\gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}} \right]$
- Για κατασκευαστικές λεπτομέρειες με εύρη τάσεων $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$

7.5.3 Απαιτήσεις του υπό Μελέτη Φορέα

Στον φορέα του στεγάστρου που μελετάται, παρατηρήθηκε ότι τα ίδια βάρη αυτού, μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα, αναπτύσσουν μια συνολική μέγιστη τάση κατά Von Mises ίση με 154.61 MPa ενώ η φόρτιση του φορέα από τον άνεμο αναπτύσσει μια μέγιστη τάση ίση

με 56.10 MPa στην διεύθυνση +X και 62.20 MPa στην διεύθυνση +Y όπως φαίνεται στους 4 πίνακες 7.2-7.3-7.4-7.5 .

Πίνακας 7.2 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω ιδίων βαρών

	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] min.	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] max.	Normal min.	Normal max.	Tau xy max.	Tau xz max.	von Mises max.
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Case	76 : G + G'						
Extreme value	0.01	154.61	-119.99	154.55	25.86	25.03	154.61
Section position	0.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Bar	1604	1779	1128	1779	612	1792	1779

Πίνακας 7.3 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω φορτίου ανέμου στην διεύθυνση +X

	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] min.	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] max.	Normal min.	Normal max.	Tau xy max.	Tau xz max.	von Mises max.
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Case	6 : Wind+X						
Extreme value	0.00	56.10	-55.77	55.34	7.72	8.36	56.10
Section position	0.60	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
Bar	1853	1804	1804	1804	28	28	1804

Πίνακας 7.4 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω φορτίου ανέμου στην διεύθυνση +Y

	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] min.	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] max.	Normal min.	Normal max.	Tau xy max.	Tau xz max.	von Mises max.
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Case	7 : Wind +Y						
Extreme value	0.01	62.20	-62.20	54.28	11.90	11.31	62.20
Section position	0.62	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
Bar	601	1779	1779	1792	606	76	1779

Πίνακας 7.5 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω φορτίου χιονιού

	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] min.	von Mises [Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz] max.	Normal min.	Normal max.	Tau xy max.	Tau xz max.	von Mises max.
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Case	3 : SNOW						
Extreme value	0.00	51.36	-46.04	51.32	8.02	8.38	51.36
Section position	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Bar	1870	1510	1510	1510	612	1792	1510

Φαίνεται λοιπόν ότι το ίδιο βάρος του φορέα του χαλύβδινου φέροντα οργανισμού μαζί με την γυάλινη επικάλυψη, αποτελούν το μεγαλύτερο ποσοστό φόρτισης του φορέα συνεπώς ο έλεγχος σε κόπωση, τουλάχιστον στα πλαίσια της παρούσας μελέτης, παραλείπεται.

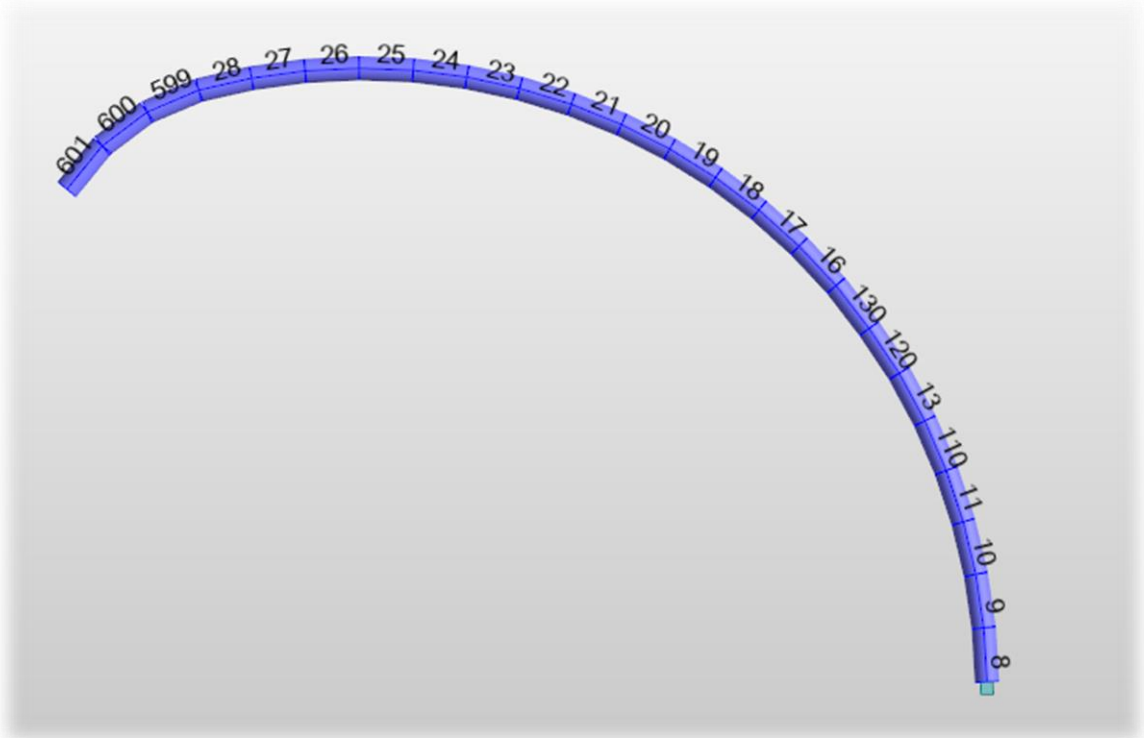
8 Προσομοίωση Φορέα και Αναλύσεων

8.1 Γενικά

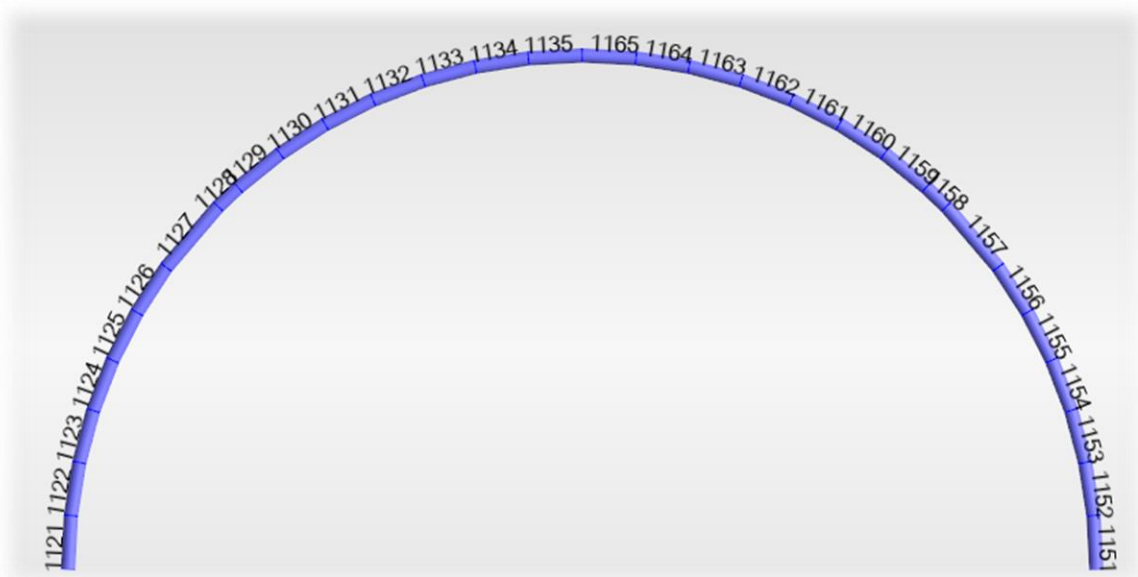
Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης της κατασκευής στο λογισμικό στατικών και δυναμικών αναλύσεων Robot Structural Analysis καθώς επίσης και διάφοροι παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη. Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε ως επί το πλείστον με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης όχι μόνο για να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων αλλά και για να γίνεται η όσο το δυνατόν μέγιστη δυνατή εκμετάλλευσή τους με στόχο την οικονομία υλικού.

8.2 Προσομοίωση Μελών Φορέα

Όπως αναφέρθηκε στο υποκεφάλαιο 2.3.4 του Κεφαλαίου 2 ένα καμπύλο μέλος στο RSA αποτελείται από πολλά μεμονωμένα ευθύγραμμα μέλη στη σειρά. Όσο πιο μεγάλο το πλήθος αυτών τόσο μεγαλύτερη η απόσταση των μελών από την καμπύλωση με αποτέλεσμα η ανάλυση να γίνεται ακριβέστερη και χωρίς προσθήκη επιπρόσθετης δρώσας ροπής στους ελέγχους. Έτσι λοιπόν, στο υπό μελέτη έργο όλα τα μέλη που συνθέτουν τον φορέα του στεγαστρου αποτελούνται από συνεχόμενα ευθύγραμμα μέλη στο χώρο.



Σχήμα 8.1 : Όψη κατακόρυφου στοιχείου-υποστυλώματος προσομοιωμένο με συνεχόμενα ευθύγραμμα μέλη. Κάθε αριθμός αριθμεί και ένα μέλος



Σχήμα 8.2 : Κάτοψη οριζόντιου στοιχείου-κύριας δοκού προσομοιωμένη με συνεχόμενα ευθύγραμμα μέλη. Κάθε αριθμός αριθμεί και ένα μέλος

Στους πίνακες 8.1~8.4 αναγράφεται το πλήθος των ευθύγραμμων μελών (segments) που συνθέτουν ένα καμπύλο μέλος καθώς και το μήκος αυτών.

Πίνακας 8.1 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τις καμπύλες κύριες δοκούς

Μέλος	Segments	Συνολικό Μήκος Μέλους (m)
Κύρια Δοκός 1	11 x 2.30	25.3
Κύρια Δοκός 2	14 x 2.23	31.22
Κύρια Δοκός 3	14 x 2.95	41.3
Κύρια Δοκός 4	20 x 2.65	53
Κύρια Δοκός 5	20 x 3.29	65.8
Κύρια Δοκός 6	20 x 3.98	79.6
Κύρια Δοκός 7	20 x 4.70	94
Κύρια Δοκός 8	20 x 5.38	107.6
Κύρια Δοκός 9	20 x 6.07	121.4
Κύρια Δοκός 10	30 x 4.40	132

Πίνακας 8.2 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τις καμπύλες δευτερεύουσες δοκούς

Μέλος	Segments (πλήθος x μήκος)	Συνολικό Μήκος Μέλους (m)
Δευτερεύουσα Δοκός 1	17 x 1.92	26.88
Δευτερεύουσα Δοκός 2	20 x 1.80	36
Δευτερεύουσα Δοκός 3	10 x 2.45 + 20 x 0.99	44.30
Δευτερεύουσα Δοκός 4	14 x 1.77 + 20 x 1.06	45.98
Δευτερεύουσα Δοκός 5	20 x 1.18 + 20 x 1.67	57
Δευτερεύουσα Δοκός 6	20 x 1.36 + 20 x 1.95	66.20
Δευτερεύουσα Δοκός 7	20 x 1.57 + 20 x 2.25	76.40
Δευτερεύουσα Δοκός 8	20 x 1.84 + 20 x 2.59	88.60
Δευτερεύουσα Δοκός 9	20 x 2.15 + 20 x 2.90	101
Δευτερεύουσα Δοκός 10	20 x 2.57 + 20 x 3.13	114
Δευτερεύουσα Δοκός 11	20 x 2.90 + 10 x 3.93	97.30
Δευτερεύουσα Δοκός 12	20 x 3.21	64.20
Δευτερεύουσα Δοκός 13	10 x 3.51	35.10

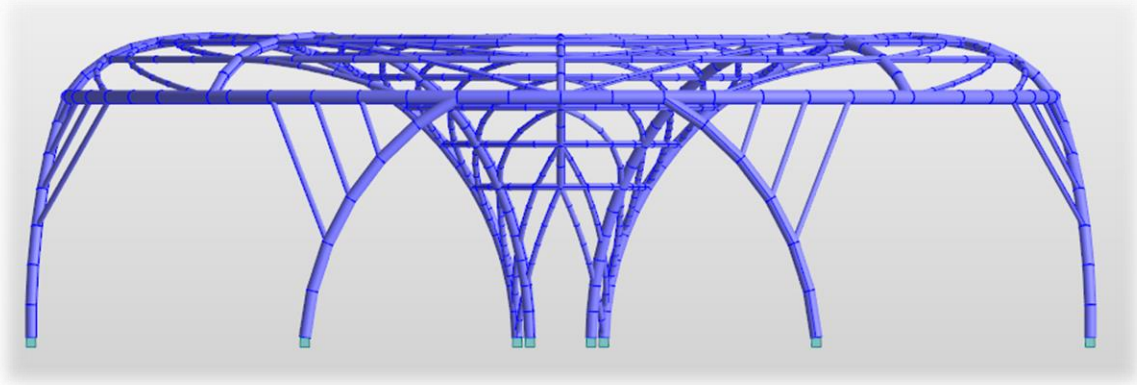
Πίνακας 8.3 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τα καμπύλα ακτινικά υποστυλώματα

Μέλος	Segments (πλήθος x μήκος)	Συνολικό Μήκος Μέλους (m)
Κολώνα 1	21 x 2.25 + 3 x 2.34	54.27
Κολώνα 2	19 x 2.25 + 1 x 2.42 + 1 x 2.08 + 3 x 2.34	54.27
Κολώνα 3	12 x 2.25 + 3 x 2.34 + 2.26 + 2.24	38.52
Κολώνα 4	19 x 2.25 + 2.42 + 2.08 + 3 x 2.3	54.27
Κολώνα 5	21 x 2.25 + 3 x 2.34	54.27

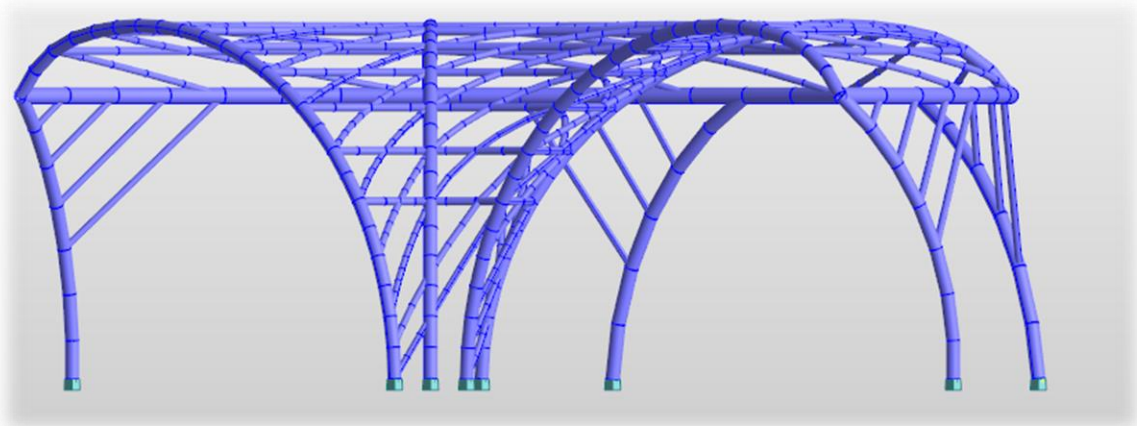
Πίνακας 8.4 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τα καμπύλα ακτινικά υποστυλώματα

Μέλος	Segments (πλήθος x μήκος)	Συνολικό Μήκος Μέλους (m)
Υποστώλωμα 1	6 x 3.40 + 2.77	23.17
Υποστώλωμα 2	5 x 4.26 + 4.03	25.33
Υποστώλωμα 3	5 x 4.26 + 4.03	25.33
Υποστώλωμα 4	6 x 3.40 + 2.77	23.17

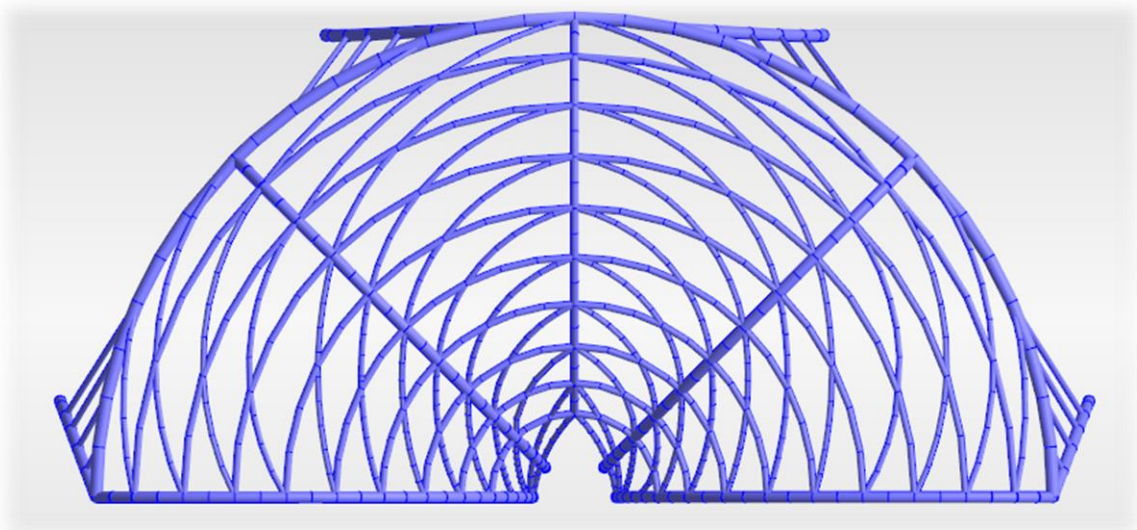
Όπου τελικά με αυτό τον τρόπο συντίθεται το προσομοίωμα του χαλύβδινου φορέα του υπό μελέτη στεγάστρου στο περιβάλλον του Robot Structural Analysis, το οποίο και παρουσιάζεται στη συνέχεια.



Σχήμα 8.3 : Πρόσωση προσομοιώματος σε περιβάλλον RSA



Σχήμα 8.4 : Πλάγια όψη προσομοιώματος σε περιβάλλον RSA

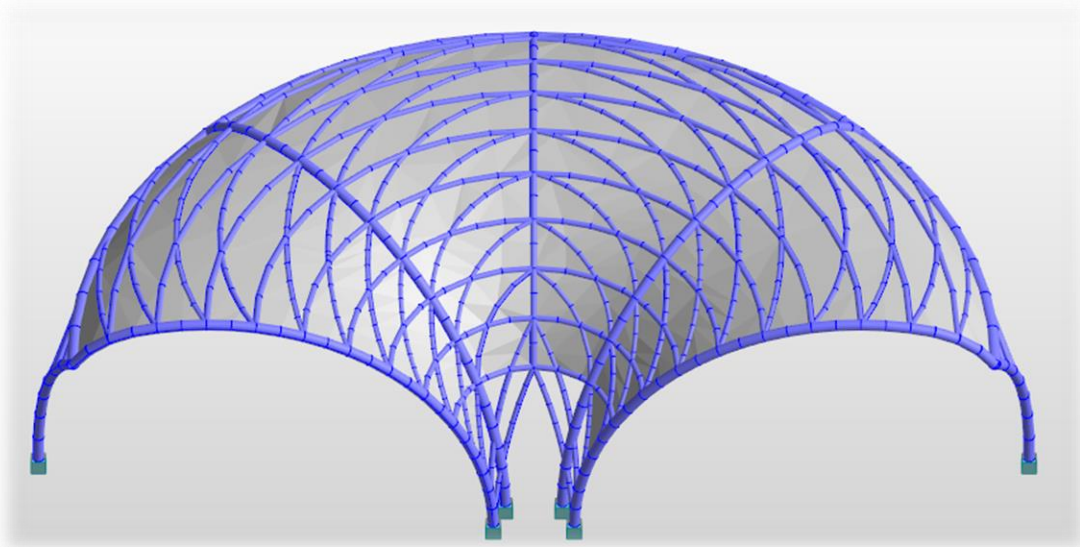


Σχήμα 8.5 : Κάτοψη προσομοιώματος σε περιβάλλον RSA

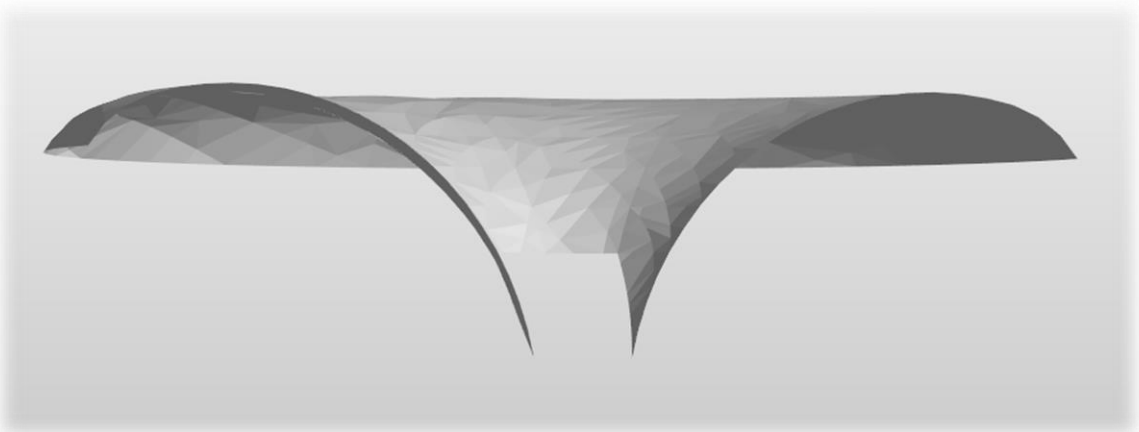
8.3 Δομικά Υλικά και Διανομή Φορτίων

Ο ορισμός των διατομών και των υλικών αυτών γίνεται με τη χρήση του bar sections. Κύριο δομικό υλικό της κατασκευής αποτελεί ο χάλυβας ποιότητας S275 οι ιδιότητες του οποίου είναι προεπιλεγμένες από το λογισμικό. Όσον αφορά την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων προσομοιώθηκε με δύο τρόπους και στη συνέχεια συγκρίθηκαν τα αποτελέσματά τους.

Ο πρώτος τρόπος είναι με την βοήθεια των αβαρών επιφανειών διανομής επιφανειακών φορτίων, γνωστά ως claddings. Πρέπει να σημειωθεί ότι τα claddings είναι σχεδιασμένα να μεταφέρουν φορτία σε γραμμικά στοιχεία, διαφορετικά δεν αναγνωρίζουν αντικείμενα μέσω των οποίων θα μεταφέρουν τα φορτία στην θεμελίωση. Έτσι η λύση που προτάθηκε ήταν να σχεδιασθούν τριγωνικά claddings μεταξύ διαδοχικών 3 κόμβων, προκειμένου κάθε επιφάνεια να αντιστοιχεί σε ένα γραμμικό στοιχείο, καθ' ολη την επιφάνεια της επικάλυψης.

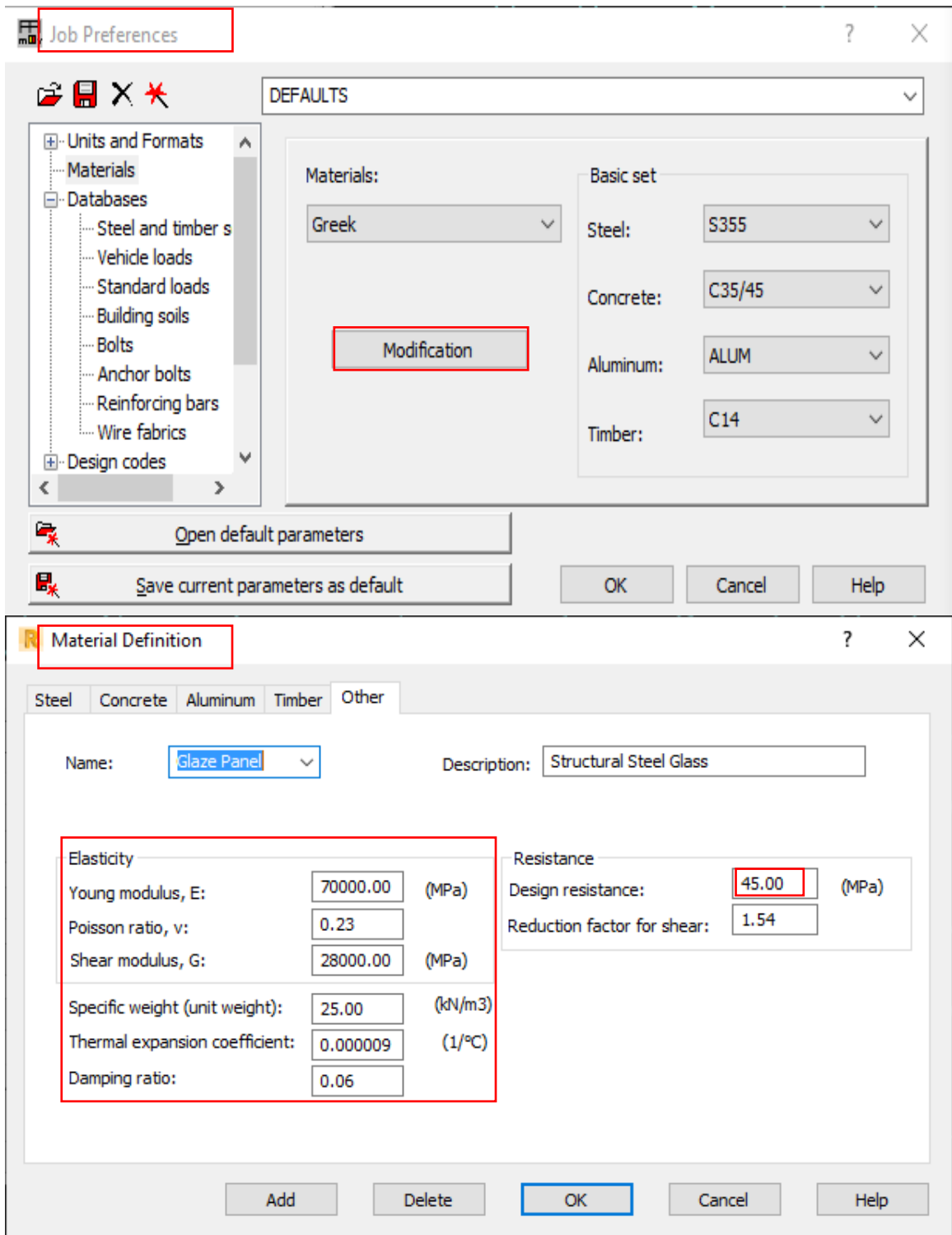


Σχήμα 8.6 : Κατανομή κατακόρυφων φορτίων μέσω claddings ανά τρεις διαδοχικούς κόμβους



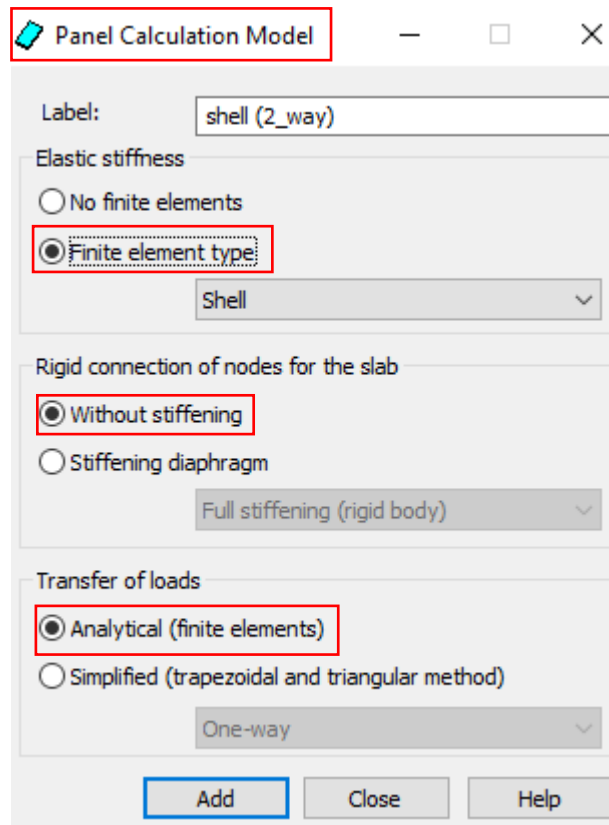
Σχήμα 8.7 : Υπό γωνία όψη επιφανειών επιβολής κατακόρυφων επιφανειακών φορτίων

Ο δεύτερος τρόπος που επιδιώχθη είναι η χρήση πεπερασμένων στοιχείων-FEM (Finite Element Method). Αρχικά, δημιουργήθηκε ένα νέο υλικό στο RSA με μηχανικές ιδιότητες αυτές του δομικού γυαλιού όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4.



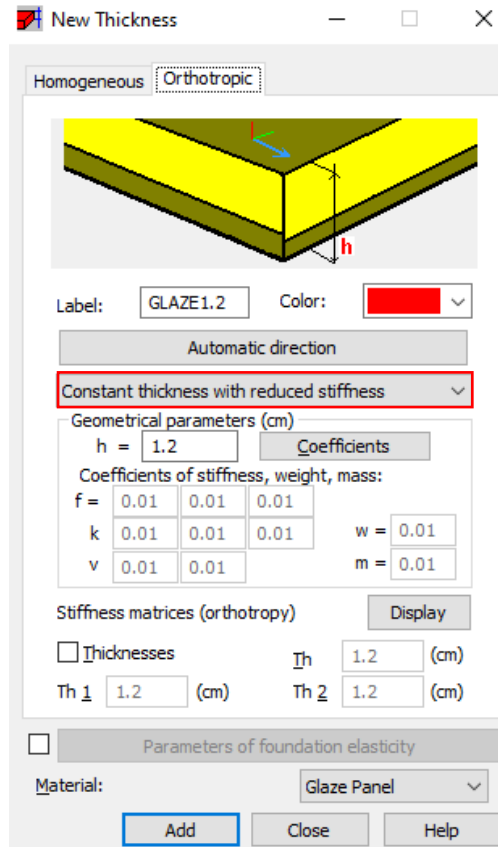
Σχήμα 8.8 : Διαδικασία δημιουργίας νέου υλικού στο RSA

Στην συνέχεια δημιουργήθηκε ένα νέο υπολογιστικό μοντέλο πάνελ με τα χαρακτηριστικά όπως φαίνονται στο Σχήμα 8.9 :



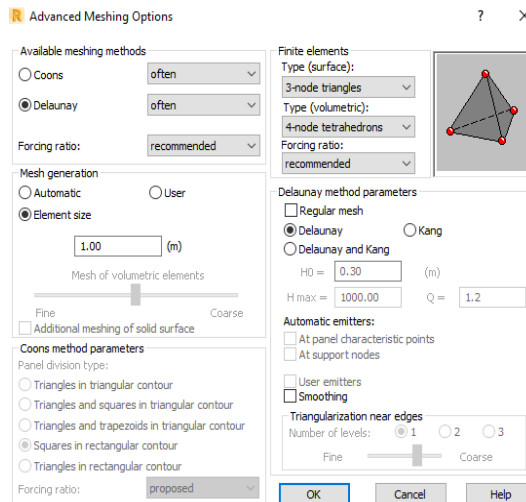
Σχήμα 8.9 : Δημιουργία υπολογιστικού μοντέλου

Είναι σημαντικό να σημειωθεί το γεγονός ότι προκειμένου να μην ληφθεί υπόψη η δυσκαμψία της επικάλυψης, χρειάζεται να γίνουν κάποιες διαφοροποιήσεις στα μητρώα δυσκαμψίας και μάζας των πεπερασμένων στοιχείων της επικάλυψης. Έτσι λοιπόν ορίστηκε το πάχος των 12mm που αναφέρεται στο κεφάλαιο 4, οι συντελεστές των μητρώων ελαττώθηκαν σε 0.01 έναντι του 1 και επιλέχθηκε το είδος της επιφάνειας σε “Constant Thickness with Reduced Stifness” δηλαδή σταθερό πάχος με μειωμένη δυσκαμψία.



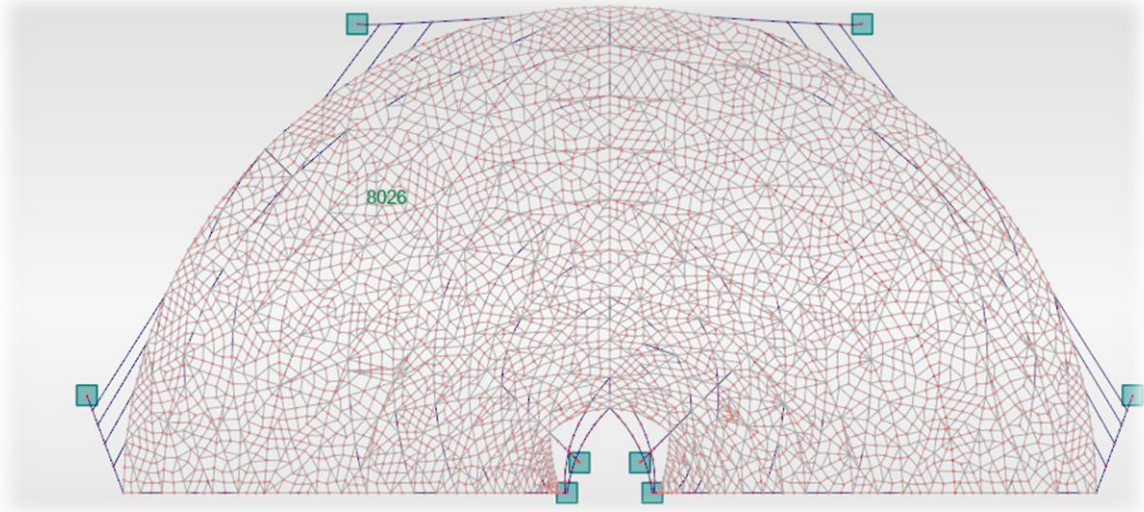
Σχήμα 8.10 : Διαφοροποιήσεις στους συντελεστές των μητρώων

Τελικά, το είδος των πεπερασμένων στοιχείων που επιλέχθηκε είναι το



Σχήμα 8.11 : Ρυθμίσεις πεπερασμένων στοιχείων

Έτσι τελικά δημιουργείται μια μεμβράνη απο πεπερασμένα στοιχεία χωρίς δυσκαμψία και κατ'έκταση παραλαβή φορτίσεων η οποία έχει την μορφή του Σχήματος 8.12 .

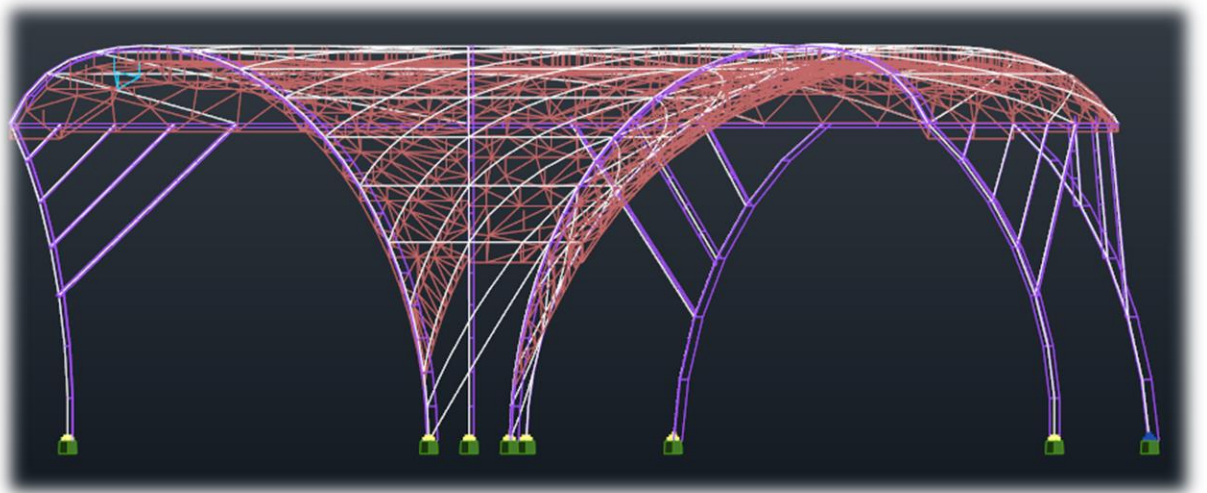


Σχήμα 8.12 : Διανομή φορτίων με πεπερασμένα στοιχεία

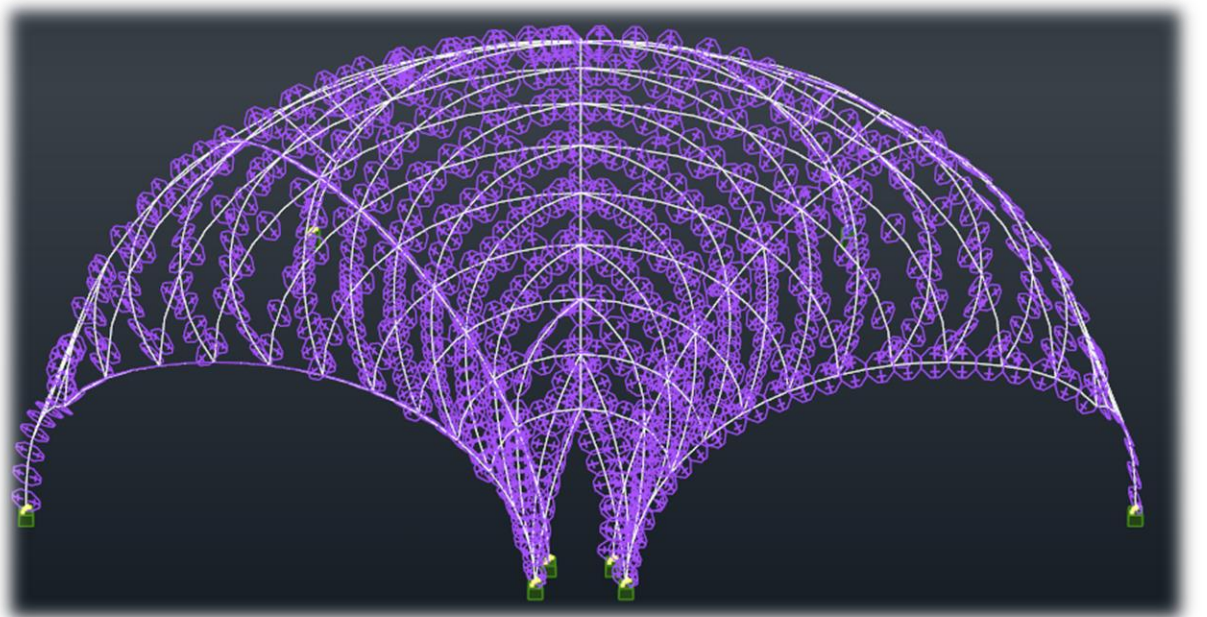
Έτσι πλέον ο φορέας αποτελείται από 5,521 κόμβους και 748 στοιχεία, γεγονός που καθιστά την ανάλυση δύσχρηστη και χρονοβόρα. Οπότε για λόγους λειτουργικότητας, αφού εξακριβώθηκε η σύγκριση και η ομοιότητα των δύο μεθόδων με απόκλιση της τάξης του 5-6 %, η μελέτη συνεχίστηκε με τις αβαρείς επιφάνειες (claddings).

8.4 Φορτίσεις της Κατασκευής

Οι φορτίσεις επιβλήθηκαν άμεσα στο μοντέλο. Η κατασκευή καταπονείται από μόνιμες, κινητές και τυχηματικές δράσεις. Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα επιβάλλεται αυτομάτως από το λογισμικό, είναι ίσο με 78.5 kN/m^3 και έχει όμοια με την βαρύτητα κατεύθυνση (άξονας -z). Τα φορτία του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού, του υλικού επικάλυψης καθώς και των τειγιδών/σφιγκτήρων, έχει συμπεριληφθεί σε ένα loadcase συνολικού μεγέθους 1.50 kN/m^2 διανεμημένο σε όλη την επιφάνεια του στεγάστρου. Ομοίως πραγματοποιείται και η προσομοίωση των φορτίων χιονιού και ανέμου, για όλα τα απαραίτητα σενάρια φόρτισης. Τα φορτία χιονιού έχουν κατακόρυφη κατεύθυνση, ενώ τα φορτία λόγω ανέμου εφαρμόζονται κάθετα στην προσπίπτουσα επιφάνεια. Τέλος, οι θερμοκρασιακές μεταβολές προσομοιάζονται ως γραμμικές ομοιόμορφες φορτίσεις κατά μήκος των μελών. Το σύνολο των φορτίσεων είναι ίσο με οκτώ (8).



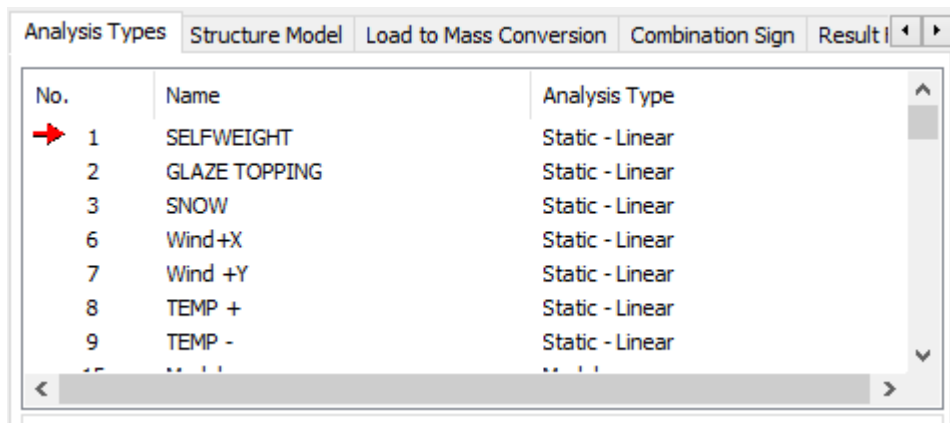
Σχήμα 8.13 : Επιφανειακό και γραμμικό φορτίο ανέμου



Σχήμα 8.14 : Θετική ομοιόμορφη συνιστώσα θερμοκρασίας κατά μήκος των μελών

8.5 Ανάλυση Συνδυασμών Φορτίσεων

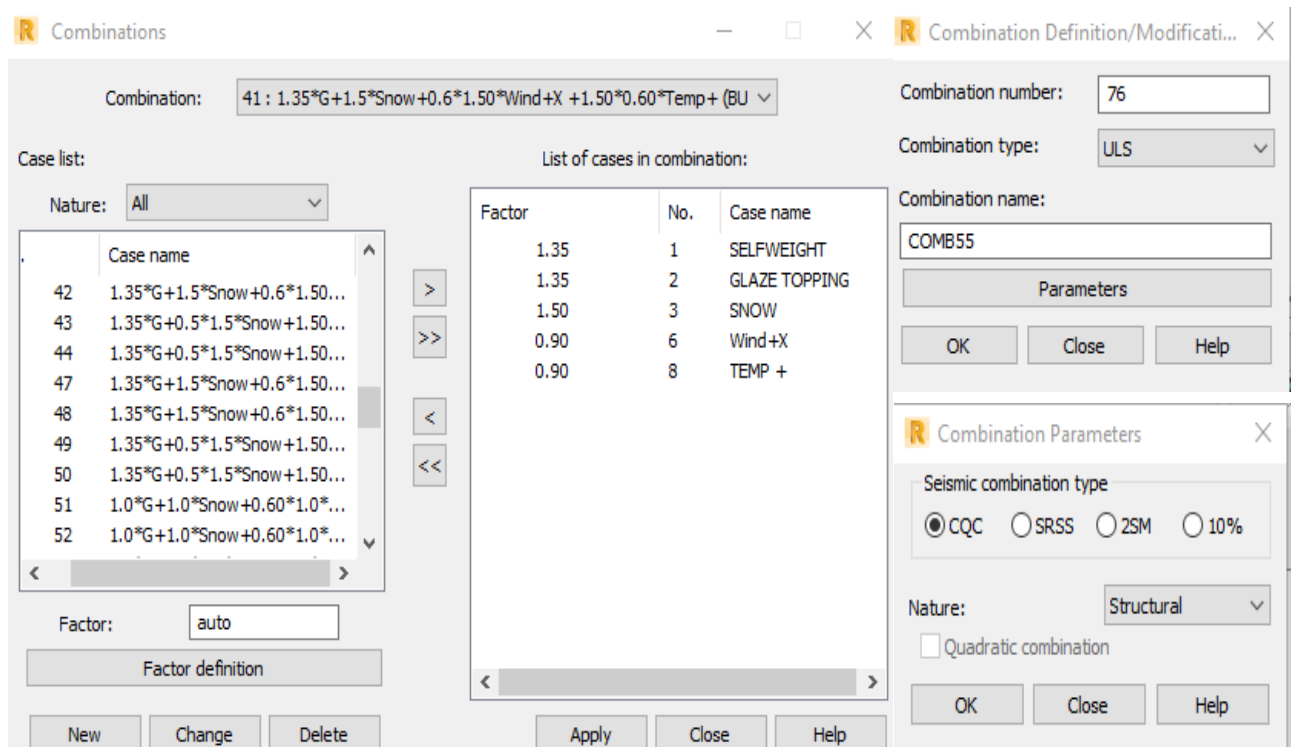
Αρχικά, πραγματοποιήθηκαν γραμμικές αναλύσεις για κάθε φόρτιση μεμονωμένα, οι οποίες υλοποιήθηκαν για όλα τα group διατομών.



No.	Name	Analysis Type
1	SELFWEIGHT	Static - Linear
2	GLAZE TOPPING	Static - Linear
3	SNOW	Static - Linear
6	Wind+X	Static - Linear
7	Wind +Y	Static - Linear
8	TEMP +	Static - Linear
9	TEMP -	Static - Linear

Σχήμα 8.15 : Προσομοίωση γραμμικών αναλύσεων

Στην συνέχεια, για λόγους εποπτικότητας χρησιμοποιήθηκε το task Loads / Manual Combinations και όχι το Automatic Combinations ,όπου ορίστηκαν χειροκίνητα οι συνδυασμοί φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

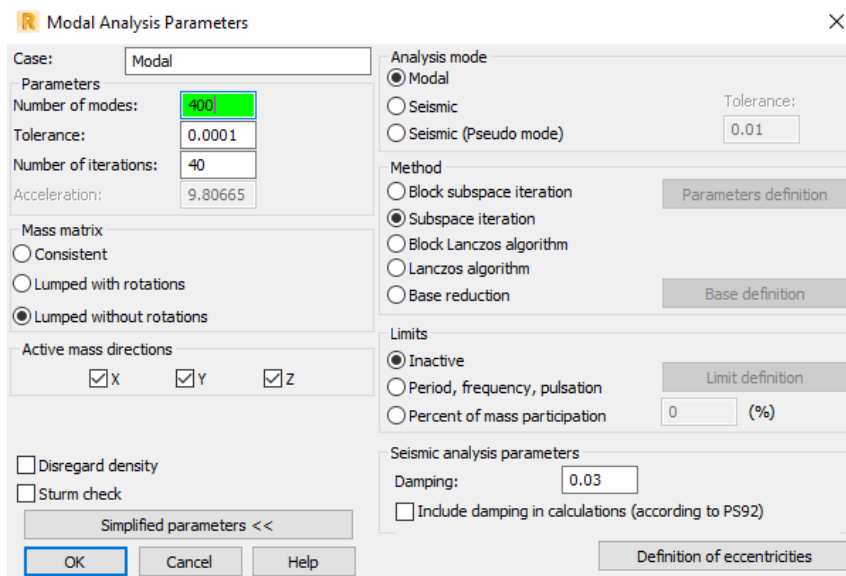


Factor	No.	Case name
1.35	1	SELFWEIGHT
1.35	2	GLAZE TOPPING
1.50	3	SNOW
0.90	6	Wind+X
0.90	8	TEMP +

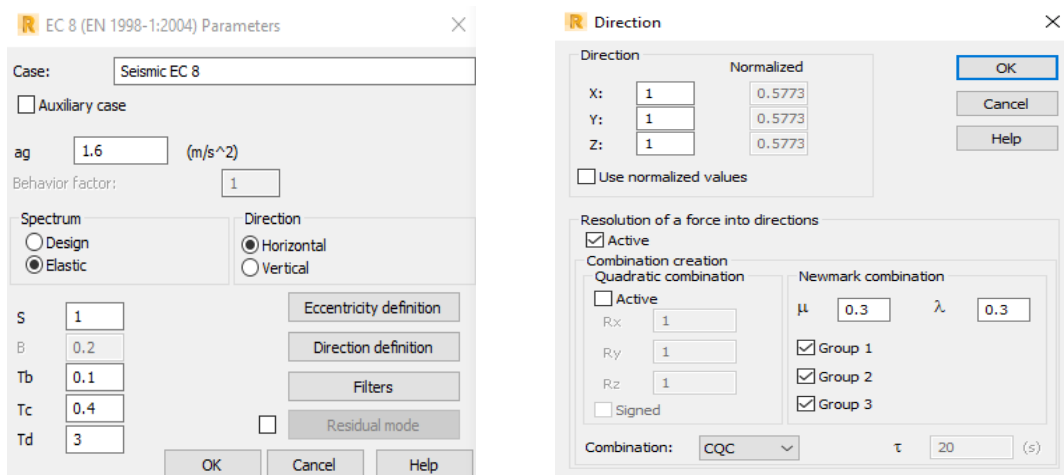
Σχήμα 8.16 : Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις

8.6 Ανάλυση Σεισμικών Φορτίσεων

Για την δυναμική φασματική μέθοδο του σεισμού πραγματοποιήθηκε μια ιδιομορφική ανάλυση χρησιμοποιώντας το Analysis types/New/Modal. Στη συνέχεια ορίστηκαν οι παράμετροι όπως, ο αριθμός των επιθυμητών εξαγόμενων ιδιομορφών (400), ο οποίος ήταν αρκετός για να ληφθεί υπόψη το 90% της μάζας της κατασκευής και στις τρεις διευθύνσεις του σεισμού. Ως computational method η method of subspace iterations, ενώ ο συντελεστής απόσβεσης (damping parameter) ορίστηκε ίσος με 3%. Για την ταλάντωση του φορέα, επιλέχθηκε – πέρα του ίδιου βάρους του φορέα που λαμβάνεται υπόψη αυτομάτως– η μετατροπή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων αλλά και του φορτίου χιονιού σε μάζες, στην καρτέλα Load to Mass Conversion με συντελεστές 1 και 0.3 αντίστοιχα.



Σχήμα 8.17 : Παράμετροι φασματικής ανάλυσης



Σχήμα 8.18 : Παράμετροι ορζόντιων σεισμικών συνιστωσών

8.7 Έλεγχος Διατομών και Μελών

8.7.1 Παραμένουσες Τάσεις

Σύμφωνα με το υποκεφάλαιο 2.3.1 οι παραμένουσες τάσεις εμφανίζονται στα πολύ πρώιμα στάδια της δημιουργίας του μέλους (παραγωγή, καμπύλωση, συγκόλληση) και σε επίπεδο διατομής. Είναι τάσεις που υπάρχουν στην διατομή όπου σε κάποιες περιπτώσεις μπορεί να φτάσουν και το όριο διαρροής του χάλυβα. Αυτό πρακτικά σημαίνει λοιπόν ότι με οποιαδήποτε επιπρόσθετη φόρτιση της διατομής η ίνα θα διαρρεύσει, χωρίς όμως να επέρχεται αστοχία, καθώς αυτές οι τάσεις, αν δούμε συνολικά την διατομή, ισορροπούν, με την έννοια ότι μηδενίζονται σε επίπεδο διατομής. Αφού λοιπόν η ίνα φτάσει στην διαρροή, ανακατανέμεται η τάση, οι εσωτερικές παραμένουσες τάσεις λόγω ισορροπίας αρχίζουν και “σβήνουν” και τελικά αναλαμβάνουν και επικρατούν οι γνωστές τάσεις λόγω εξωτερικής έντασης (M,Q,N) οι οποίες και ελέγχονται με κάποιον απο τους μηχανισμούς αστοχίας (Von Mises, Tresca, κ.λπ.) .

Έτσι λοιπόν, η διατομή οδεύει προς την κατάσταση που μελετάμε. Πρακτικά, στον σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών αλλά και του σκυροδέματος, ο μηχανικός εξετάζει την κατασκευή σε μια Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, αποδέχοντας το γεγονός ότι η κατασκευή έχει φορτιστεί απο σημαντικά φορτία ενώ έχει φτάσει σε μια συγκεκριμένη εντατική κατάσταση (πλαστική, ελαστική κατανομή). Τελικά, οι εντατικές συνθήκες που μελετάται ο φορέας είναι αυτές όπου οι παραμένουσες τάσεις δεν υφίστανται πλέον, συνεπώς και δεν τις λαμβάνουμε υπόψην πουθενά στην συγκεκριμένη διαστασιολόγηση.

Επί της ουσίας, η συμβολή των παραμενουσών τάσεων παίζει σημαντικό ρόλο στις ατέλειες. Οι ατέλειες που αναφέρουμε στον λυγισμό είναι ισοδύναμες και όχι γεωμετρικές, δηλαδή εάν κατασκευαστεί ένα ευθύγραμμο τμήμα και ληφθεί υπόψην μια ισοδύναμη ατέλεια καμπύλης c για αυτό, δεν σημαίνει ότι μόλις μετρηθεί η απόκλιση απο την ευθυγραμμία θα φανεί αυτή η ισοδύναμη ατέλεια. Οι ατέλειες που συμμερίζονται οι καμπύλες λυγισμού λοιπόν ασχολούνται στο σύνολο με κάποιες παραμέτρους όπως, την γεωμετρική απόκλιση απο το θεωρητικό σχήμα, τις παραμένουσες τάσεις καθώς και ίσως με το γεγονός ότι ένα φορτίο στην πραγματικότητα δεν μπορεί να επιβληθεί κεντρικά αλλά πάντα θα υπάρχει μια μικρή εκκεντρότητα.

8.7.2 Έλεγχος Απομείωσης Ορίου Διαρροής Χάλυβα Λόγω Καμπύλωσης

Όπως αναφέρθηκε και στα υποκεφάλαια 2.3.2 και 2.3.3 λόγω καμπύλωσης των μελών, τα πέλαματα (κυρίως των ανοικτών διατομών) υπόκεινται σε εκτός επιπέδου καμπτική ένταση ενώ χρειάζεται να ελεγχθεί εάν η τάση αυτή επιφέρει σημαντική απομείωση στην ποιότητα του χάλυβα. Συνεπώς με βάση τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. του φορέα ακολούθησε η διαδικασία ελέγχου απομείωσης.

$$\text{Για } 1.35 \times G + 1.5 \times \text{Snow} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Wind}^{+X} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Temp}^{+}$$

→ Προκύπτει μέγιστη τάση λόγω καμπτικών ροπών M_y, M_z στην βάση του περιμετρικού υποστυλώματος 3 ίση με $\sigma_I = 258.24 \text{ MPa}$.

→ Η συνολική τάση λόγω τέμνουσας και στις δύο διευθύνσεις ισούται με $\tau = 32.86 \text{ MPa}$

→ Η ακτίνα καμπυλότητας του στύλου ισούται με $R = 25.67$

→ Πάχος της διατομής ισούται με $B=30\text{mm}$

→ Πάχος πελμάτων $T=30\text{mm}$ (κλειστή διατομή)

Απο την εξίσωση (2.12) η τάση σ_2 λόγω εκτός επιπέδου κάμψη των πελμάτων ισούται με :

$$\sigma_2 = \left(\frac{3 \cdot \sigma_1 \cdot B^2}{4 \cdot R \cdot T} \right) = \left(\frac{3 \cdot 258.24 \cdot 30^2}{4 \cdot 25.67 \cdot 30} \right) = 2.26 \text{ MPa}$$

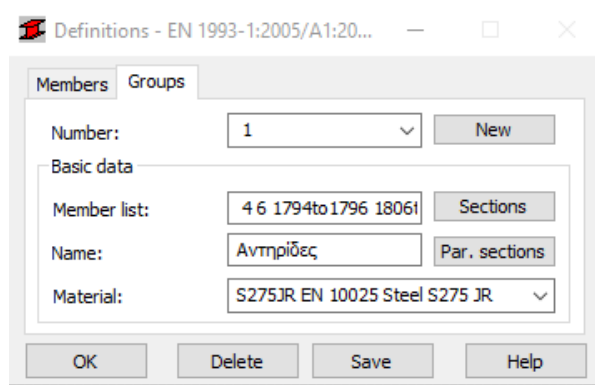
και το απομειωμένο όριο διαρροής απο την εξίσωση (2.15) υπολογίζεται ως :

$$\begin{aligned} p_{yd} &= \left[p_y^2 - 3 \left(\frac{\sigma_2}{2} \right)^2 - 3\tau^2 \right]^{0.5} + \frac{\sigma_2}{2} = \\ &= \left[275^2 - 3 \left(\frac{258.24}{2} \right)^2 - 3 \cdot 32.86^2 \right]^{0.5} + \frac{2.26}{2} = \\ &269.04 + 1.13 = 270.17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Τελικά η απομείωση του ορίου διαρροής χάλυβα ποιότητας S275 προκύπτει αρκετά μικρή, της τάξης του 1.76%. Παρόλο λοιπόν που οι τάσεις λόγω κάμψης που αναπτύσσονται είναι αρκετά υψηλές, δεν παρατηρείται ανάγκη απομείωσης του ορίου διαρροής του χάλυβα, γεγονός λογικό, αφού οι διατομές που έχουν επιλεγεί είναι κλειστές χωρίς πέλματα και με μεγάλη δυστρεψία.

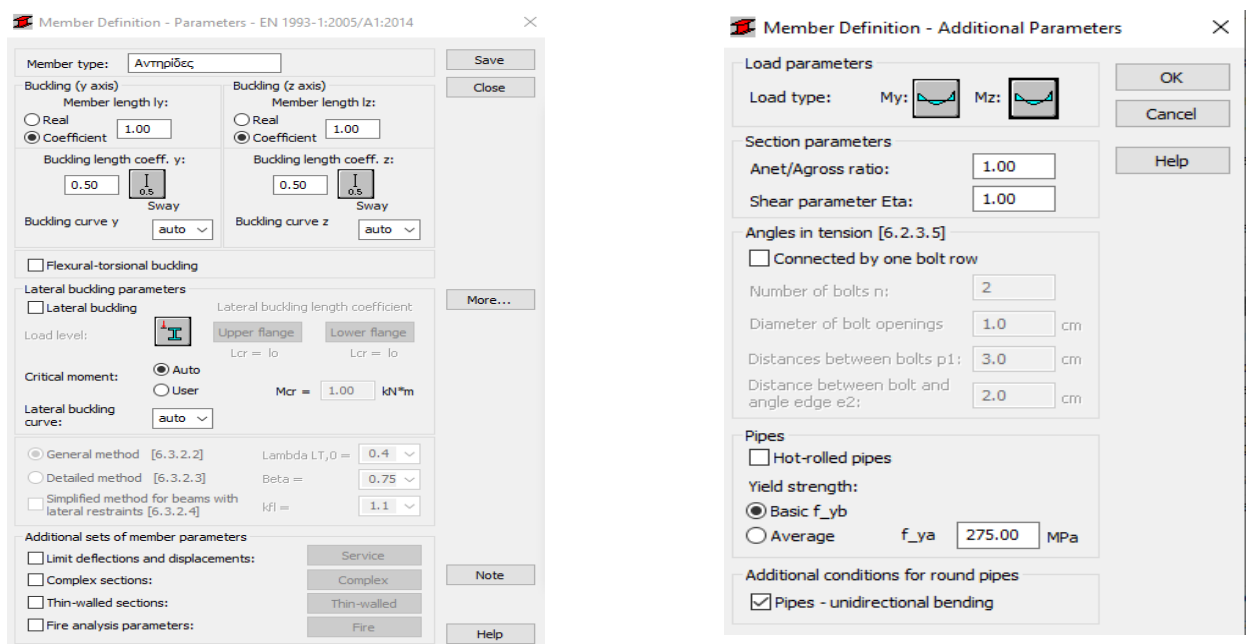
8.7.3 Έλεγχος σε Επίπεδο Διατομής στο Περιβάλλον του RSA

Ο έλεγχος των διατομών πραγματοποιείται με την χρήση του task Steel Design / Steel-Aluminum Design με design code τον EN 1993-1 :2005/A1:2014. Εξαιτίας της καμπυλωτής δομής τους καθώς και το πλήθος στοιχείων κάθε μέλους, έχουν δημιουργηθεί groups για κάθε ξεχωριστό μέλος του φορέα εκτός απο τις αντηρίδες οι οποίες είναι όλες μεμονωμένα μέλη και όμοια. Στην συνέχεια προσδόθηκε σε κάθε group το member type με τα χαρακτηριστικά που του αντιστοιχούν και τέλος ονομάστηκαν κατάλληλα.



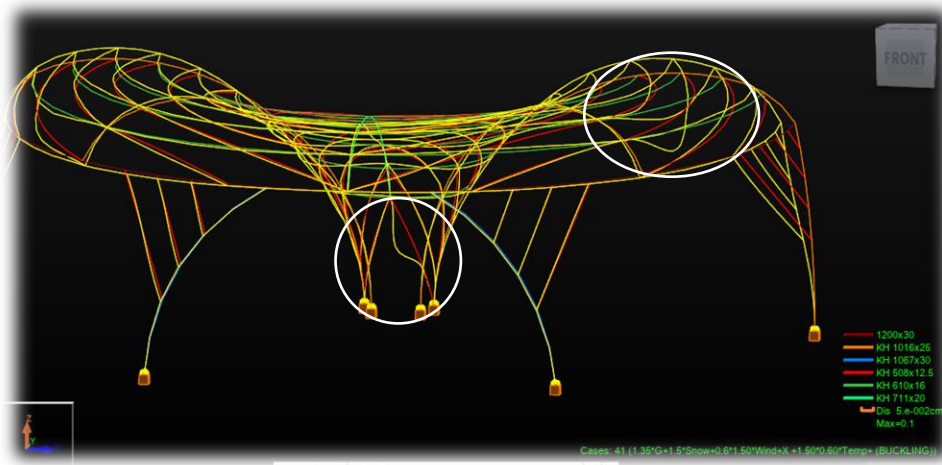
Σχήμα 8.19 : 1° Group αντηρίδων

Σε επίπεδο διατομής πραγματοποιήθηκε έλεγχος αντοχής σε θλίψη, ελαστικός έλεγχος τέμνουσών δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις (V_y, V_z), έλεγχος αντοχής σε διαξονική κάμψη (M_y, M_z), έλεγχος απομείωσης καμπτικής αντοχής λόγω ταυτόχρονης παρουσίας αξονικής και καμπτικής καταπόνησης αλλά και ταυτόχρονης παρουσίας διατμητικής και καμπτικής έντασης.

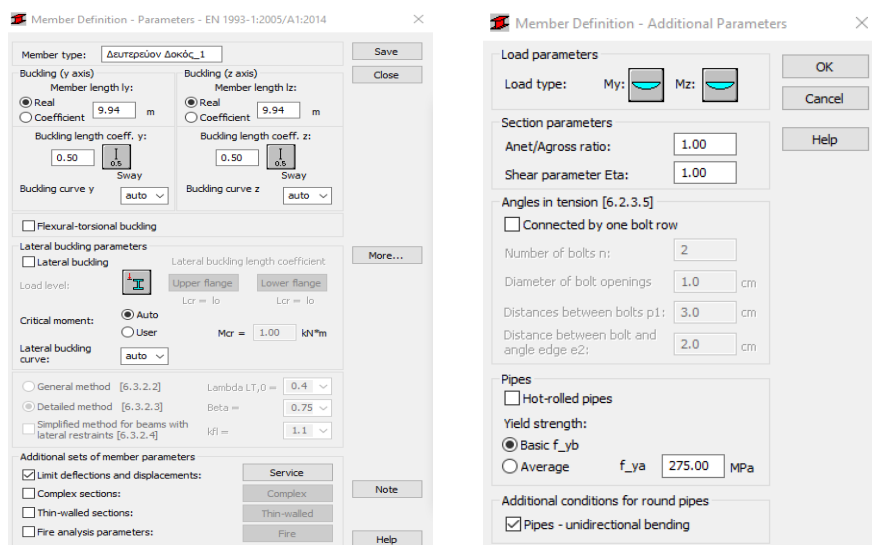


Σχήμα 8.20 : Ορισμός χαρακτηριστικών και απαιτούμενοι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους

Πρέπει να τονισθεί το γεγονός ότι εξαιτίας της τοξωτής μορφής των μελών πέραν των αντηρίδων, τα μήκη λυγισμού των εκάστοτε μελών δεν καλύπτονται απο τον κανονισμό, συνεπώς έχουν εισαχθεί χειροκίνητα. Έχουν προκύψει απο ένα συνδυασμό εποπτικότητας της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού που προηγήθηκε, καθώς και της διαφοράς δυσκαμψίας των διατομών που έχουν επιλεγεί. Έτσι, συντηρητικά έχει αποφανθεί οτι στα ακτινικά υποστυλώματα όπως και στα περιμετρικά, το μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το πραγματικό τους μήκος και στις δύο διευθύνσεις (στην πραγματικότητα στα ακτινικά ίσως είναι και το 80% αυτού). Επίσης, το μήκος λυγισμού των κύριων και δευτερευουσών δοκών, λόγω της διαφοράς της δυσκαμψίας των ακτινικών υποστυλωμάτων με αυτή των δοκών, θεωρήθηκε οτι οι πρώτες πακτώνονται στα δεύτερα με αποτέλεσμα να μην καθίσταται δυνατό η δοκός να συμπαρασύρει το ακτινικό, που είναι και το λογικό δεδομένης της διαφοράς διαμέτρων των διατομών. Έτσι το μήκος λυγισμού των δοκών υποβλήθηκε ίσο με το μισό της εγκάρσιας απόστασης δοκού-ακτινικού υποστυλώματος και στις δύο διευθύνσεις όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.21.



Σχήμα 8.21 : Η ιδιομορφική ανάλυση μαρτυρά τα μήκη λυγισμού. Πάκτωση των δοκών απο τα ακτινικά.



Σχήμα 8.22 : Χειροκίνητη εισαγωγή μήκους λυγισμού

8.7.4 Έλεγχος Ευστάθειας Κατακόρυφων Στοιχείων

8.7.4.1 Γενικά

Εκτός των ελέγχων των διατομών σημαντικό ρόλο στη μελέτη ενός φορέα παίζουν και οι έλεγχοι στα μέλη. Σε πολλές περιπτώσεις, για στάθμη φόρτισης αρκετά χαμηλότερη από τη στάθμη φόρτισης στην οποία εξαντλείται η αντοχή της διατομής ενός μέλους, παρατηρείται απώλεια της ευστάθειας του. Αποκτά δηλαδή, δυνατότητα ισορρόπησης σε μια γειτονική, πέραν της αρχικής του, θέση. Λόγω της σύνθετης φύσης των κατακόρυφων στοιχείων στην παρούσα μελέτη, όπου χαρακτηρίζονται από γεωμετρική καμπυλότητα και σύνθετη φόρτιση, χρησιμοποιήθηκε η γενική μέθοδος ελέγχου αντοχής σε καθολικό λυγισμό αλλά πραγματοποιήθηκε και ο έλεγχος αντοχής των μελών σε συνδυασμένη θλιτική με καμπτική καταπόνηση. Στη συνέχεια περιγράφεται η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου.

8.7.4.2 Έλεγχος Καθολικού Λυγισμού Κατακόρυφων Στοιχείων με τη Γενική Μέθοδο

Από τις μέχρι τώρα (γραμμικές) αναλύσεις προσδιορίζεται ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού α_{ult} , ώστε να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής των υποστυλωμάτων. Η μέθοδος ορίζει ότι μπορεί να γίνει γραμμική (1^{ης} τάξης) ανάλυση για το προσδιορισμό του α_{ult} εφόσον ισχύει $a_{cr} \geq 10$ για ελαστικό σχεδιασμό και $a_{cr} \geq 15$ για πλαστικό σχεδιασμό.

Αρχικά, από την ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού στο RSA παρέχεται ο a_{cr} για κάθε καθολική ή τοπική ιδιομορφή. Εμάς μας ενδιαφέρει ο συντελεστής για την καθολική ιδιομορφή λυγισμού ή μεμονωμένα οι συντελεστές των τοπικών ιδιομορφών που να αφορούν τα υπό μελέτη κατακόρυφα στοιχεία. Έτσι λοιπόν, ευρέθηκε ότι στο σύνολο των συνδυασμών όπου πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού και του πλήθους των ιδιομορφών αυτών ο συντελεστής που μας ενδιαφέρει ισούται με $a_{cr} = 34.55 > 10$.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί αναλυτικά η διαδικασία ελέγχου αντοχής για το δυσμενέστερο μέλος και τελικά ένας πίνακας με το σύνολο των ελέγχων των μελών που πραγματοποιήθηκαν μέσω EXCEL για τους απαραίτητους συνδυασμούς.

Για το μέλος 3^ο Περιμετρικό Υποστύλωμα, με διατομή KH 1067x30 (κατηγορίας 1), έχουμε:

$$N_{Ed} = 2909.8 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 5646.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Συνεπώς ,

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rk}} \rightarrow \alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{Ned} + \sigma_{M_{y,Ed}} + \sigma_{M_{z,Ed}}} \quad (8.1)$$

όπου :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{N_{Ed}} = \frac{N_{Ed}}{A_{1067 \times 30}} = \frac{2909.8 \text{ kN}}{0.0977 \text{ m}^2} = 29,783.00 \text{ kPa} = 29.783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{M_{y,Ed}} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{elastic}} = \frac{5646.45 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.024646 \text{ m}^3} = 229,102.0855 \text{ kPa} = 229.102 \text{ MPa}$$

Άρα $\sigma_{N_{Ed}, M_{yEd}, M_{zEd}} = 229.102 + 29.783 = 258.885 \text{ MPa}$

και $\alpha_{ult,k} = \frac{275}{258.885} = 1.062$

με $\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.062}{34.55}} = 0.175$

$$\Phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 34.55 \cdot (0.175 - 0.2) + 0.175^2) = 0.51931$$

$$\chi_{op} = \min \left\{ \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}}, 1 \right\} = \min \left\{ \frac{1}{0.51931 + \sqrt{0.51931^2 + 0.175^2}}, 1 \right\} = \min\{1.01046, 1\} = 1$$

Τελικά πρέπει : $\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \rightarrow \frac{1 \cdot 1.062}{1} = 1.062 \geq 1$

Έτσι, το μέλος χαρακτηρίζεται ως ευσταθές.

Με τον τρόπο αυτό λοιπόν, πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος ευστάθειας σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του φορέα, αφού αυτά καταπονούνται απο σημαντική αξονική, για τους 4 πιο κρίσιμους συνδυασμούς φορτίσεως σε Ο.Κ.Α. με ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού.

Πίνακας 8.5 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 41

Μέλος	Διατομή	$A(m^2)$	$W_{elastic}(m^3)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{y,Ed}(kN)$	$M_{z,Ed}(kN)$	$\sigma_{tot}(MPa)$	$\alpha_{ult,k}$	α_{crit}	λ_{op}	Φ	χ_{op}	Check
													πρέπει ≥ 1
Υποστύλωμα 1	1016x25	0.0778	0.018821	1477.34	3456.54	-	202.64	1.357	34.55	0.198	0.519	1	1.357
Υποστύλωμα 2	1067x30	0.0977	0.024646	2865.5	5378.58	-	247.56	1.110	34.55	0.179	0.511	1	1.11
Υποστύλωμα 3	1067x30	0.0977	0.024646	2909.8	5646.4	-	258.88	1.062	34.55	0.175	0.509	1	1.062
Υποστύλωμα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1650.12	3026.26	-	182	1.510	34.55	0.209	0.524	0.9952	1.503
Κολόνα 1	1016x25	0.0778	0.018821	885.51	2376.97	-	137.67	1.997	34.55	0.240	0.538	0.9792	1.9560
Κολόνα 2	1016x25	0.0778	0.018821	1698.84	2466.62	-	152.89	1.798	34.55	0.228	0.533	0.9855	1.77
Κολόνα 3	711x20	0.0434	0.007295	1139.42	1380.43	-	215.48	1.276	34.55	0.192	0.516	1	1.276
Κολόνα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1719.92	2361.32	-	147.56	1.863	34.55	0.2325	0.535	0.9834	1.832
Κολόνα 5	1016x25	0.0778	0.018821	989.47	2721.05	-	157.29	1.748	34.55	0.225	0.531	0.9871	1.725

Πίνακας 8.6 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 42

Μέλος	Διατομή	$A(m^2)$	$W_{elastic}(m^3)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{y,Ed}(kN)$	$M_{z,Ed}(kN)$	$\sigma_{tot}(MPa)$	$\alpha_{ult,k}$	α_{crit}	λ_{op}	Φ	χ_{op}	Check
													πρέπει ≥ 1
Υποστύλωμα 1	1016x25	0.0778	0.018821	1486.94	2851.37	-	170.611	1.611	36.66	0.209	0.524	0.995	1.603
Υποστύλωμα 2	1067x30	0.0977	0.024646	2865	4685.24	-	219.425899	1.253	36.66	0.184	0.513	1	1.253
Υποστύλωμα 3	1067x30	0.0977	0.024646	2881.99	4753.86	-	222.384	1.236	36.66	0.183	0.512	1	1.23
Υποστύλωμα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1479.55	2853.15	-	170	1.611	36.66	0.209	0.524	0.995	1.60
Κολόνα 1	1016x25	0.0778	0.018821	885.51	2376.97	-	137.67	1.997	36.66	0.233	0.535	0.982	1.9634
Κολόνα 2	1016x25	0.0778	0.018821	1650.58	2242.17	-	140.34	1.959	36.66	0.231	0.534	0.9841	1.92
Κολόνα 3	711x20	0.0434	0.007295	1005.26	1288.66	-	199.812	1.376	36.66	0.193	0.517	1	1.37
Κολόνα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1661.42	2234.68	-	140.088	1.963	36.66	0.231	0.534	0.9840	1.931
Κολόνα 5	1016x25	0.0778	0.018821	885.2	2359.48	-	136.74	2.011	36.66	0.234	0.535	0.9825	1.97

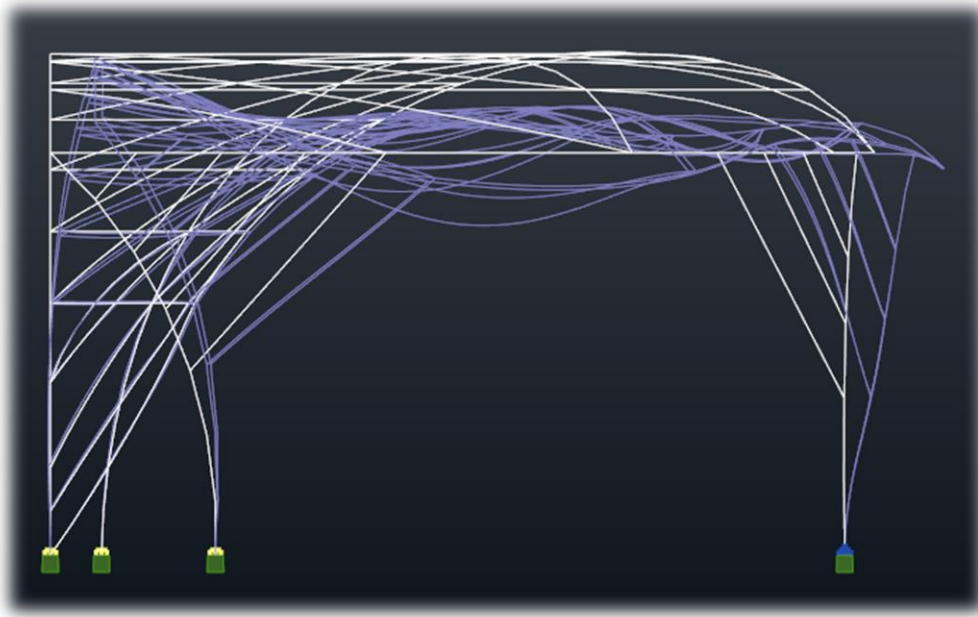
Πίνακας 8.7 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 43

Μέλος	Διατομή	$A(m^2)$	$W_{elastic}(m^3)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{y,Ed}(kN)$	$M_{z,Ed}(kN)$	$\sigma_{tot}(MPa)$	$\alpha_{ult,k}$	α_{crit}	λ_{op}	Φ	χ_{op}	Check
													πρέπει ≥ 1
Υποστόλωμα 1	1016x25	0.0778	0.018821	1175.13	2359.58	-	140.47	1.957	44.15	0.210	0.524	0.994	1.947
Υποστόλωμα 2	1067x30	0.0977	0.024646	2246.2	3556.72	-	167.303	1.643	44.15	0.192	0.516	1	1.64
Υποστόλωμα 3	1067x30	0.0977	0.024646	2318.58	4147.55	-	192.016	1.432	44.15	0.180	0.511	1	1.432
Υποστόλωμα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1462.71	1632.77	-	105.553	2.605	44.15	0.242	0.540	0.978	2.548
Κολόνα 1	1016x25	0.0778	0.018821	1165.38	1204.63	-	78.9837	3.481	44.15	0.280	0.559	0.958	3.338
Κολόνα 2	1016x25	0.0778	0.018821	1208.94	1855.79	-	114.14	2.409	44.15	0.233	0.535	0.982	2.368
Κολόνα 3	711x20	0.0434	0.007295	785.61	866.84	-	136.92	2.008	44.15	0.213	0.525	0.99	1.994
Κολόνα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1242.83	1698.59	-	106.224	2.588	44.15	0.242	0.539	0.978	2.533
Κολόνα 5	1016x25	0.0778	0.018821	773.07	2291.91	-	131.710	2.0879	44.15	0.217	0.527	0.991	2.069

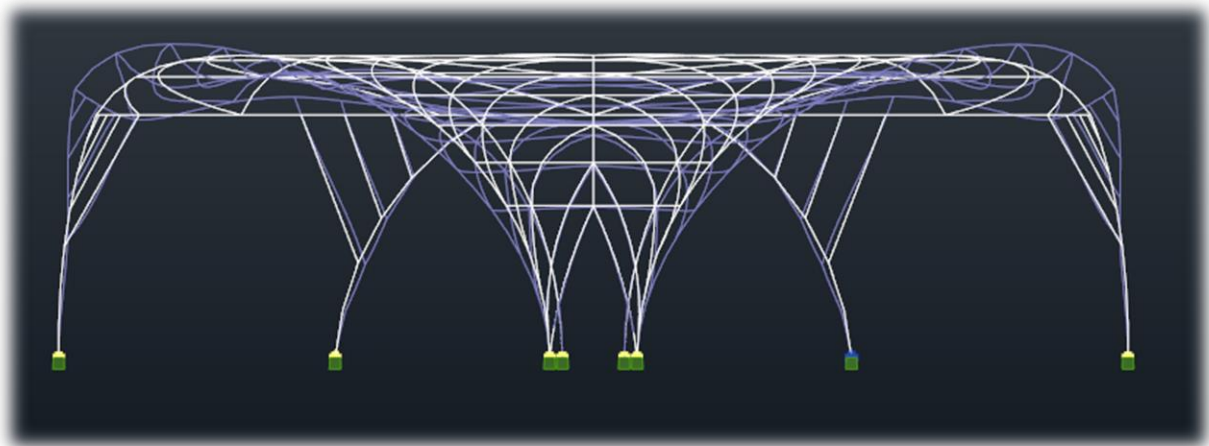
Πίνακας 8.8 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 44

Μέλος	Διατομή	$A(m^2)$	$W_{elastic}(m^3)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{y,Ed}(kN)$	$M_{z,Ed}(kN)$	$\sigma_{tot}(MPa)$	$\alpha_{ult,k}$	α_{crit}	λ_{op}	Φ	χ_{op}	Check
													πρέπει ≥ 1
Υποστόλωμα 1	1016x25	0.0778	0.018821	1279.25	2247.54	-	135.85	2.024	49.83	0.205	0.520	0.99	2.022
Υποστόλωμα 2	1067x30	0.0977	0.024646	2231.15	3388.94	-	160.34	1.715	49.83	0.185	0.513	1	1.715
Υποστόλωμα 3	1067x30	0.0977	0.024646	2258.33	3509.75	-	165.52	1.661	49.83	0.182	0.512	1	1.661
Υποστόλωμα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1266.6	2239.41	-	135.26	2.033	49.83	0.201	0.520	0.9989	2.030
Κολόνα 1	1016x25	0.0778	0.018821	643.01	1679.18	-	97.48	2.820	49.83	0.237	0.537	0.9807	2.7665
Κολόνα 2	1016x25	0.0778	0.018821	1698.84	1679.18	-	152.89	1.798	49.83	0.189	0.515	1	1.798
Κολόνα 3	711x20	0.0434	0.007295	568.52	1000.92	-	150.305	1.829	49.83	0.191	0.516	1	1.8296
Κολόνα 4	1016x25	0.0778	0.018821	1135.68	1400.2	-	88.99	3.090	49.83	0.249	0.543	0.9750	3.013
Κολόνα 5	1016x25	0.0778	0.018821	640.43	1637.83	-	95.25	2.887	49.83	0.240	0.538	0.9871	2.8272

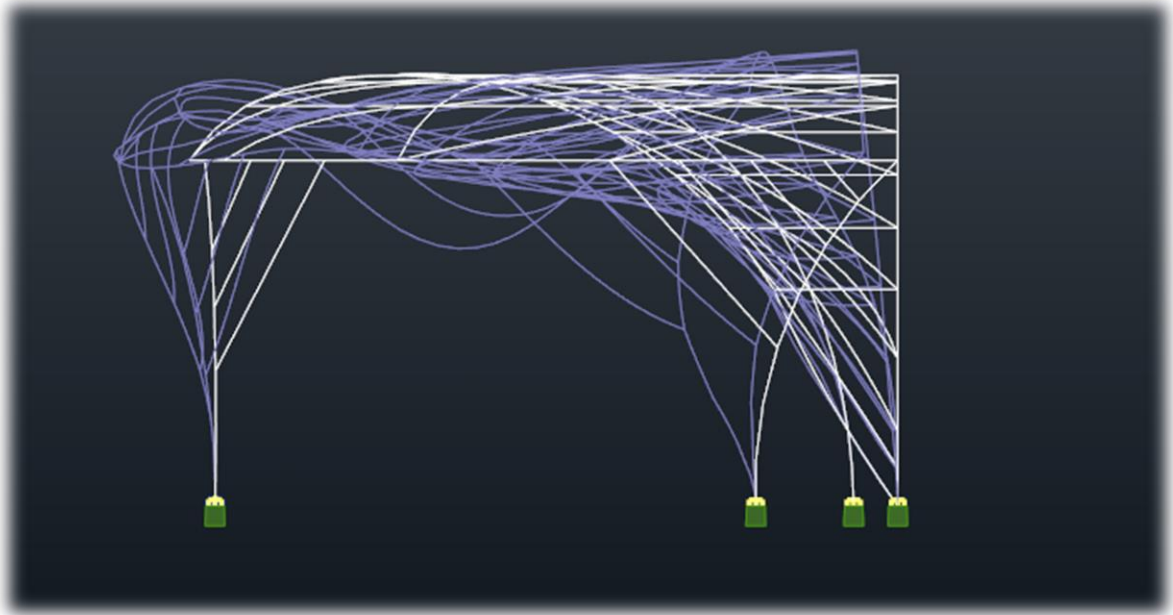
Στη συνέχεια παρατίθενται οι 4 πρώτες ιδιομορφές λυγισμού :



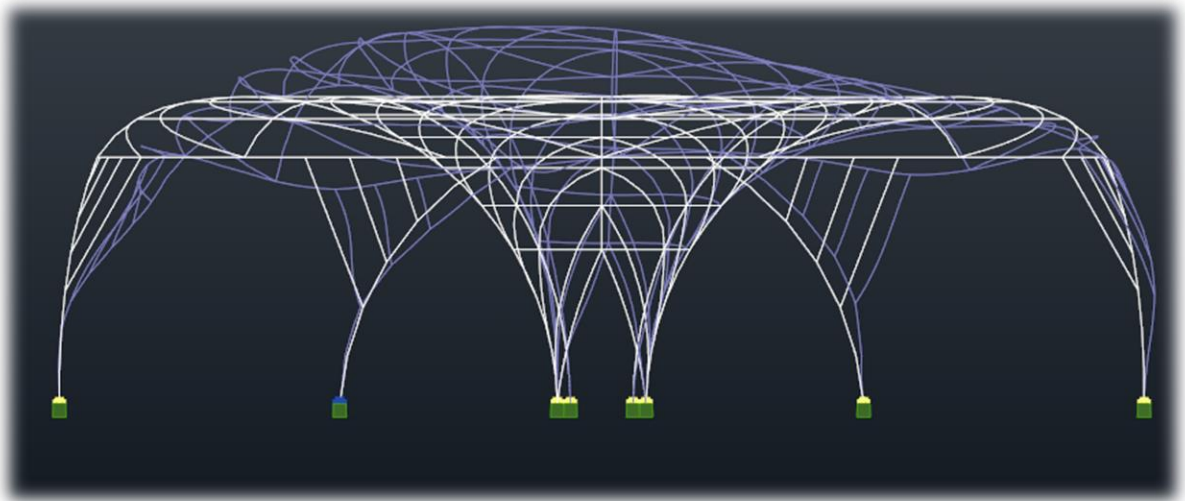
Σχήμα 8.23 : 1^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=34.55$)



Σχήμα 8.24 : 1^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=36.66$)



Σχήμα 8.25 : 1^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=44.15$)



Σχήμα 8.26 : 1^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=49.831$)

9 Αποτελέσματα Αναλύσεων

9.1 Διατομές Φορέα

Ύστερα απο την ανάλυση του φορέα, οι διατομές που είχαν αρχικώς οριστεί για την δημιουργία του μοντέλου αποδείχθηκαν είτε ανεπαρκείς είτε υπερβολικά αντισοικονομικές. Κάθε αλλαγή της διατομής ενός μέλους έχει ως συνέπεια την αλλαγή της δυσκαμψίας του φορέα και την ανακατανομή των εντατικών μεγεθών. Πραγματοποιήθηκαν επαναλήψεις των παραπάνω αναλύσεων, ώστε να επιτευχθεί βελτιστοποίηση των τελικών διατομών οι οποίες επιλέχθηκαν να είναι κατηγορίας 1.

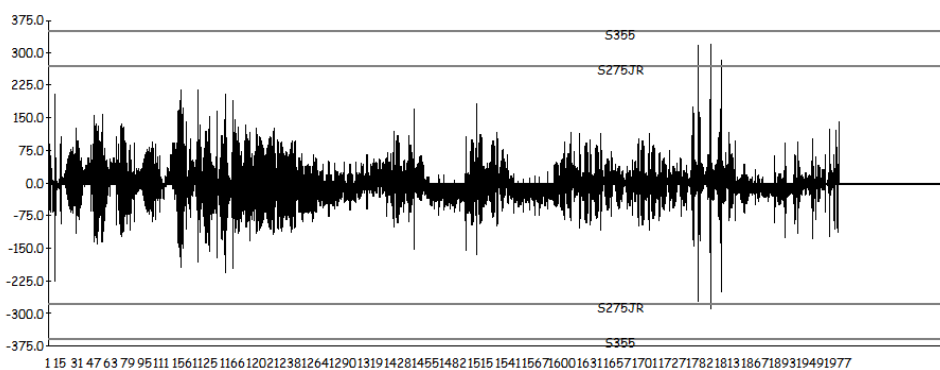
Πίνακας 9.1 : Πίνακας τελικών διατομών και μεγίστων ποσοστών εκμετάλλευσης

Μέλος	Διατομή	Ποσοστό Εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα 1,4	KH 1016x25	94%
Υποστυλώματα 2,3	KH 1067x30	95%
Κολώνες 1,2,4,5	KH 1016x25	99%
Κολώνα 3	KH 711x20	83%
Κύριες Δοκοί	KH 610x16	60%
Κύρια Δοκός 10	KH 1200x30	63%
Δευτερεύουσες Δοκοί	KH 508x12.5	76%
Αντηρίδες	KH 508x12.5	93%

9.2 Εύρος Τάσεων στον Φορέα

Όσον αφορά το εύρος των τάσεων στο σύνολο του φορέα ευρέθηκε οτι ο χειρότερος σεισμικός συνδυασμός είναι ο :

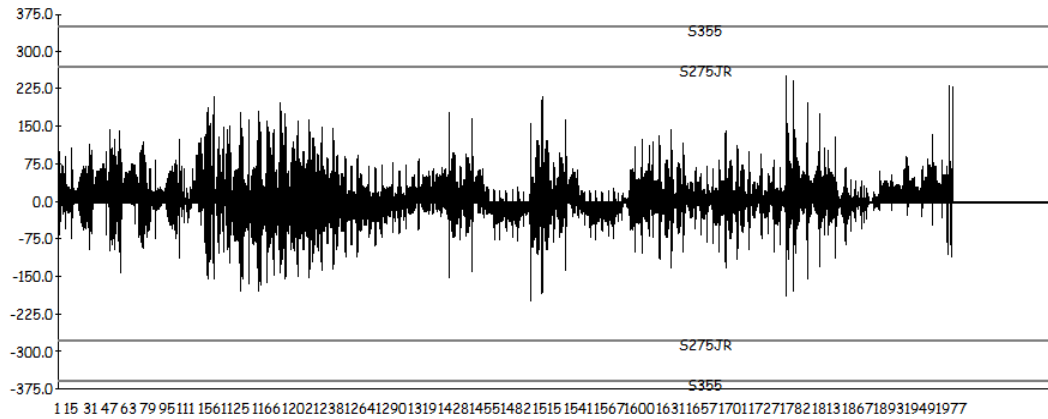
$$\rightarrow G + 0.3 \times Q + 1.0 \times X + 0.3 \times Y + 0.3 \times Z$$



Σχήμα 9.1 : Εύρος τάσεων για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό με μέγιστη 331.52 MPa

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός σε Ο.Κ.Α. :

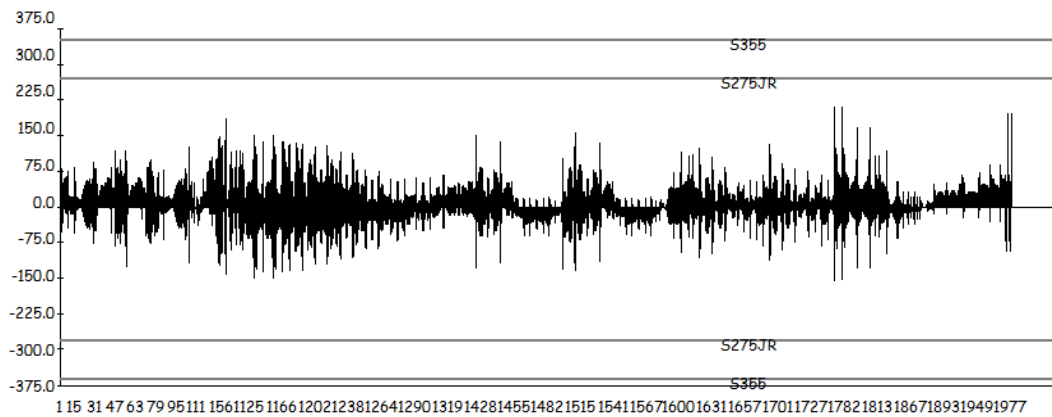
$$\rightarrow 1.35 \times G + 1.5 \times \text{Snow} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Wind}^{+X} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Temp}^{+}$$



Σχήμα 9.2 : Εύρος τάσεων για τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. με μέγιστη καμπτική ροπή 258.89 MPa

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός σε Ο.Κ.Λ.

$$\rightarrow 61 : 1.0 \times G + 1.0 \times 0.5 \times \text{Snow} + 1.0 \times 0.60 \times \text{Wind}^{+Y} + 1.0 \times \text{Temp}^{+}$$



Σχήμα 9.3 : Εύρος τάσεων δυσμενέστερου συνδυασμού σε Ο.Κ.Λ. με μέγιστη 211.11 MPa

9.3 Βέλη Κάμψης

Απο τα αποτελέσματα των αναλύσεων, το μέγιστο βέλος παρατηρήθηκε για τον συνδυασμό 37 σε Ο.Κ.Λ. : $1.0 \times G + 1.0 \times \text{Snow} + 0.60 \times 1.0 \times \text{Wind}^X + 0.6 \times 1.0 \times \text{Temp}^+$ ίσο με 12.4 cm. Έτσι λοιπόν, σύμφωνα με τον πίνακα 6.1 του κεφαλαίου 6, κατασκευάστηκε ο πίνακας ελέγχου (9.12, 9.13) όλων των βελών των οριζόντιων μελών αλλά και των κατακόρυφων στοιχείων. Τονίζεται ότι δεν έχει προστεθεί αντιβέλος στο RSA.

Πίνακας 9.2 : Έλεγχος βελών κάμψης οριζόντιων στοιχείων με βάση τον ENV1993-1-/1992 (Πιν.4.1)

Μέλος	Διατομή	Μήκος L (cm)	Πραγματικό Βέλος (cm)	Επιτρεπόμενο Βέλος (L/500 σε cm)
Κύρια Δοκός 1	610x16	2,530	1.1	5.06
Κύρια Δοκός 2	610x16	3,122	2.0	6.244
Κύρια Δοκός 3	610x16	4,130	3.2	8.26
Κύρια Δοκός 4	610x16	5,300	4.7	10.6
Κύρια Δοκός 5	610x16	6,580	6.4	13.16
Κύρια Δοκός 6	610x16	7,960	8.4	15.92
Κύρια Δοκός 7	610x16	9,400	10.7	18.8
Κύρια Δοκός 8	610x16	10,760	10.6	21.52
Κύρια Δοκός 9	610x16	12,140	11.0	24.28
Κύρια Δοκός 10	1200x30	13,200	8.6	26.4
Δευτερεύουσα Δοκός 1	508x12.5	2,688	0.5	5.376
Δευτερεύουσα Δοκός 2	508x12.5	3,600	0.7	7.2
Δευτερεύουσα Δοκός 3	508x12.5	4,430	1.1	8.86
Δευτερεύουσα Δοκός 4	508x12.5	4,598	2.4	9.196
Δευτερεύουσα Δοκός 5	508x12.5	5,700	5.0	11.4
Δευτερεύουσα Δοκός 6	508x12.5	6,620	7.8	13.24
Δευτερεύουσα Δοκός 7	508x12.5	7,640	10.6	15.28
Δευτερεύουσα Δοκός 8	508x12.5	8,860	11.2	17.72
Δευτερεύουσα Δοκός 9	508x12.5	10,100	10.7	20.2
Δευτερεύουσα Δοκός 10	508x12.5	11,400	10.0	22.8
Δευτερεύουσα Δοκός 11	508x12.5	97,300	11.2	19.46
Δευτερεύουσα Δοκός 12	508x12.5	6,420	12.4	12.84
Δευτερεύουσα Δοκός 13	508x12.5	3,510	7.5	7.02

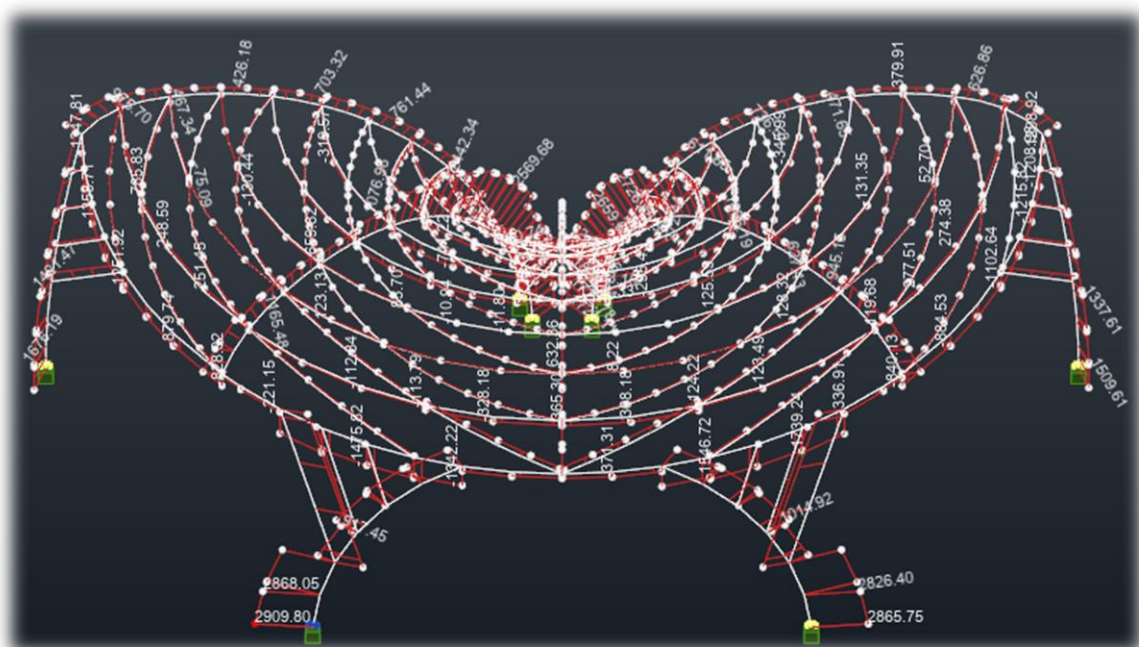
Πίνακας 9.3 : Έλεγχος βελών κάμψης κατακόρυφων στοιχείων με βάση τον ENV1993-1-/1992 κεφ. 4.2.2

Μέλος	Διατομή	Μήκος L (cm)	Πραγματικό Βέλος (cm)	Επιτρεπόμενο Βέλος (h/150 σε cm)
Υποστύλωμα 1	1016x25	2,317	5.60	15.46
Υποστύλωμα 2	1067x30	2,533	7.10	16.88
Υποστύλωμα 3	1067x30	2,533	6.30	16.88
Υποστύλωμα 4	1016x25	2,317	4.50	15.46
Κολώνα 1	1016x25	5,427	5.60	36.18
Κολώνα 2	1016x25	5,427	6.70	36.18
Κολώνα 3	711x20	3,852	7.50	25.68
Κολώνα 4	1016x25	5,427	6.30	36.18
Κολώνα 5	1016x25	5,427	4.50	36.18

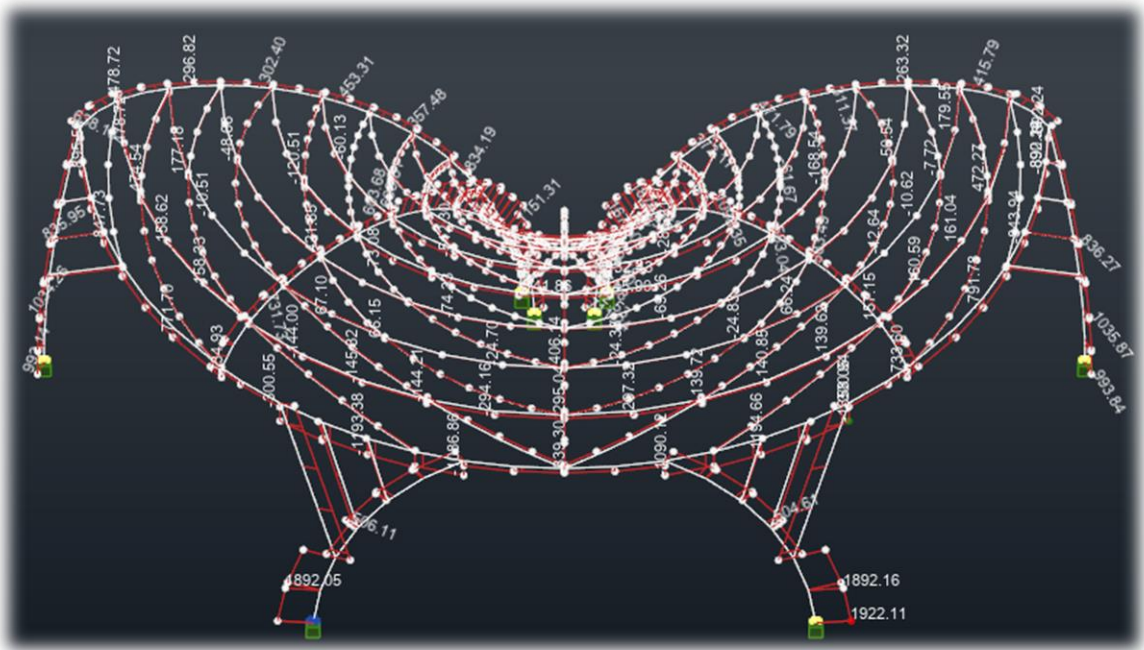
Οπότε τα μέγιστα οριζόντια και κατακόρυφα βέλη ικανοποιούν τις διατάξεις του κανονισμού.

9.4 Διαγράμματα Εντατικών Μεγεθών

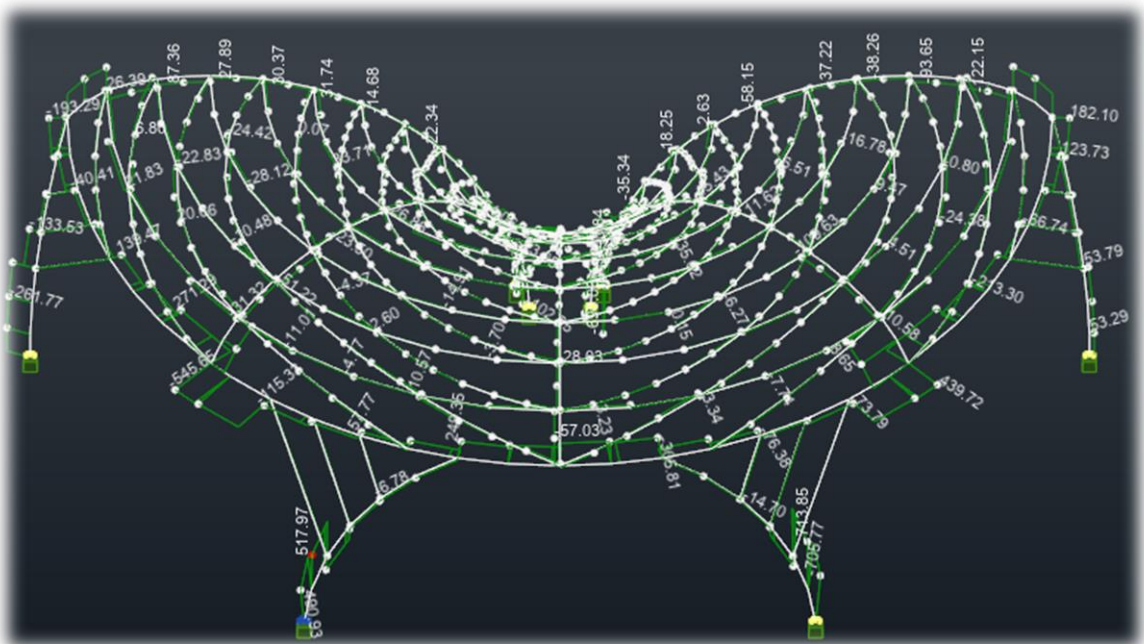
Παρατίθενται κάποια διαγράμματα εντατικών μεγεθών για τους πιο κρίσιμους συνδυασμούς αλλά και ελαστικών τάσεων προκειμένου να σημειωθούν τα μέρη που “πονάει” περισσότερο ο φορέας .



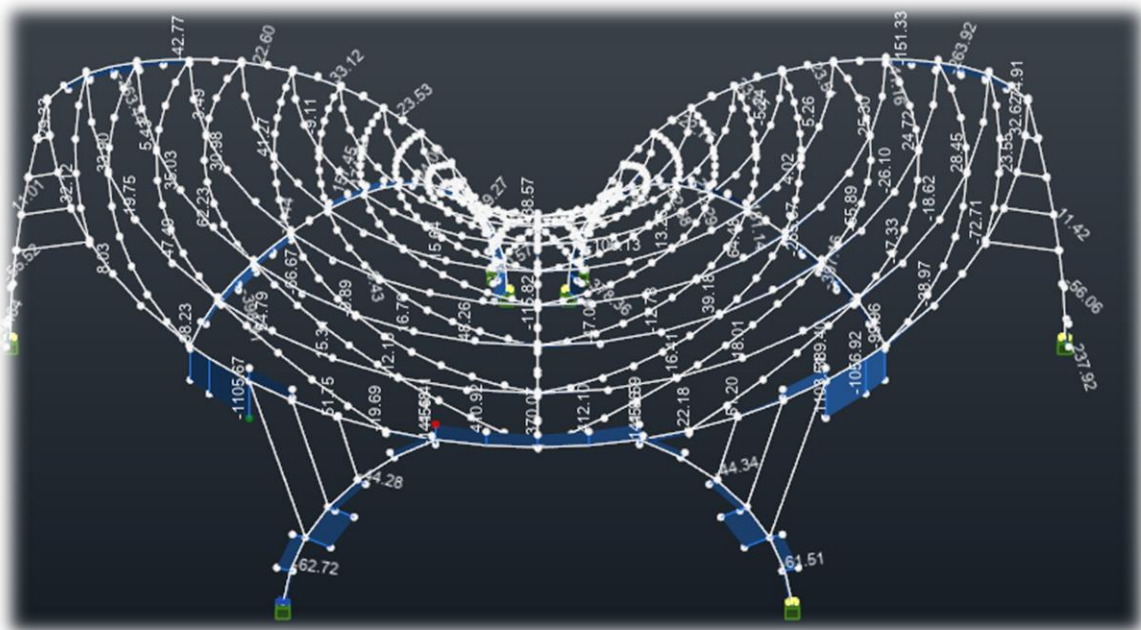
Σχήμα 9.4 : Αξονικές δυνάμεις για τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α.



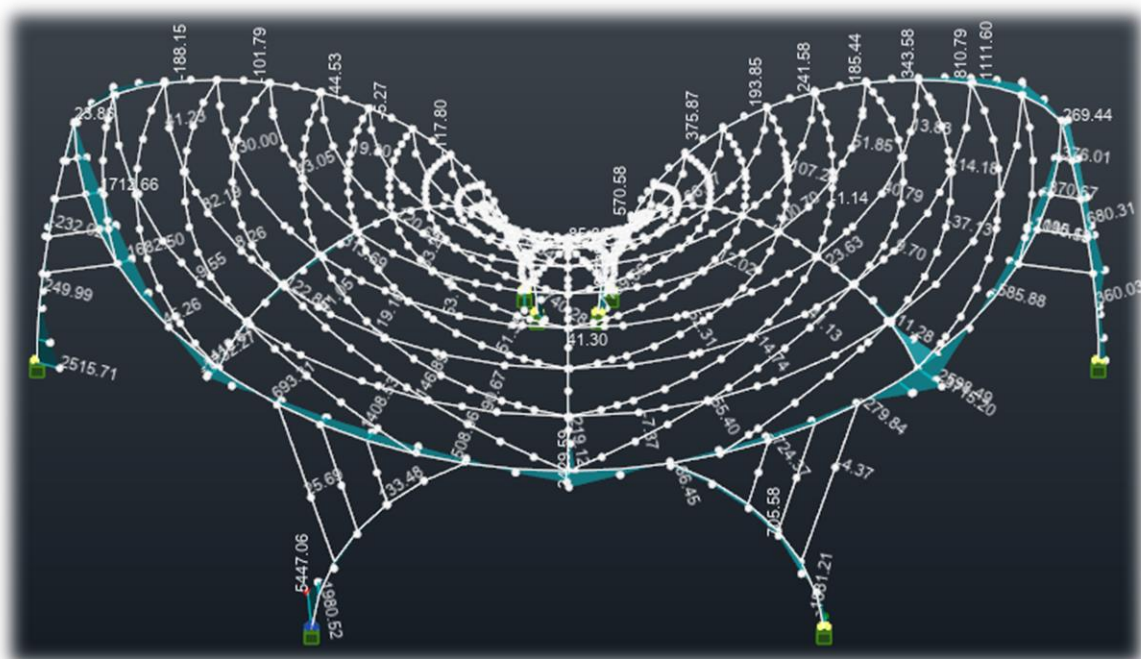
Σχήμα 9.5 : Αξονικές δυνάμεις για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό



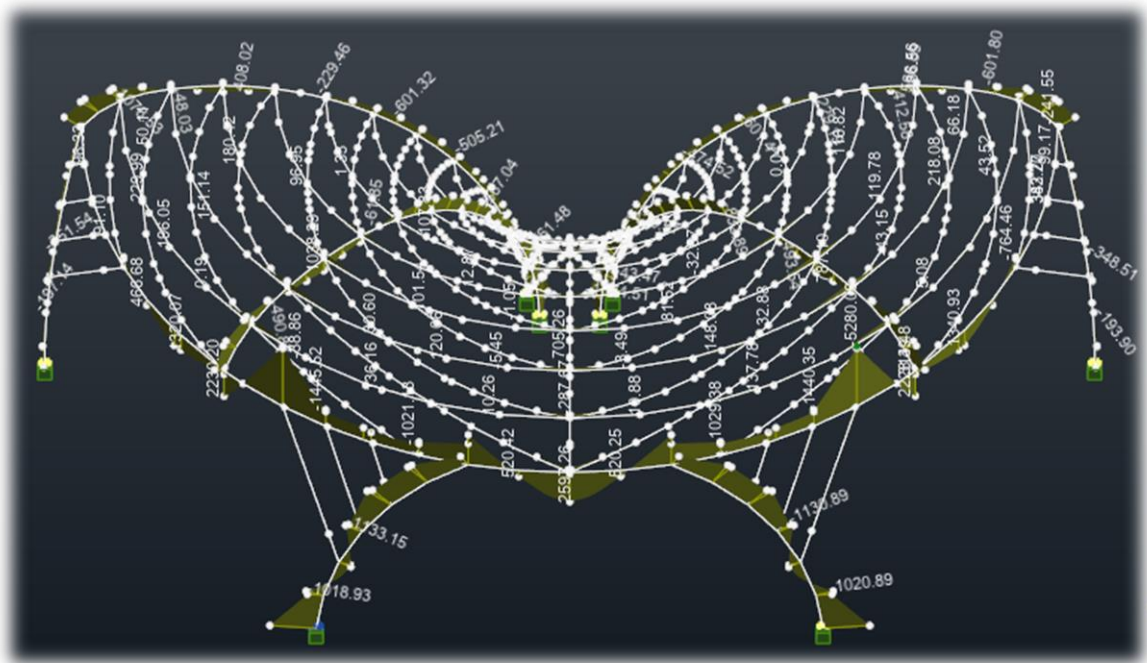
Σχήμα 9.6 : Εγκάρσιες δυνάμεις του δυσμενέστερου συνδυασμού ΟΚ.Α. κατά την διεύθυνση Υ



Σχήμα 9.7 : Εγκάρσιες δυνάμεις του δυσμενέστερου συνδυασμού ΟΚ.Α. κατά την διεύθυνση Z

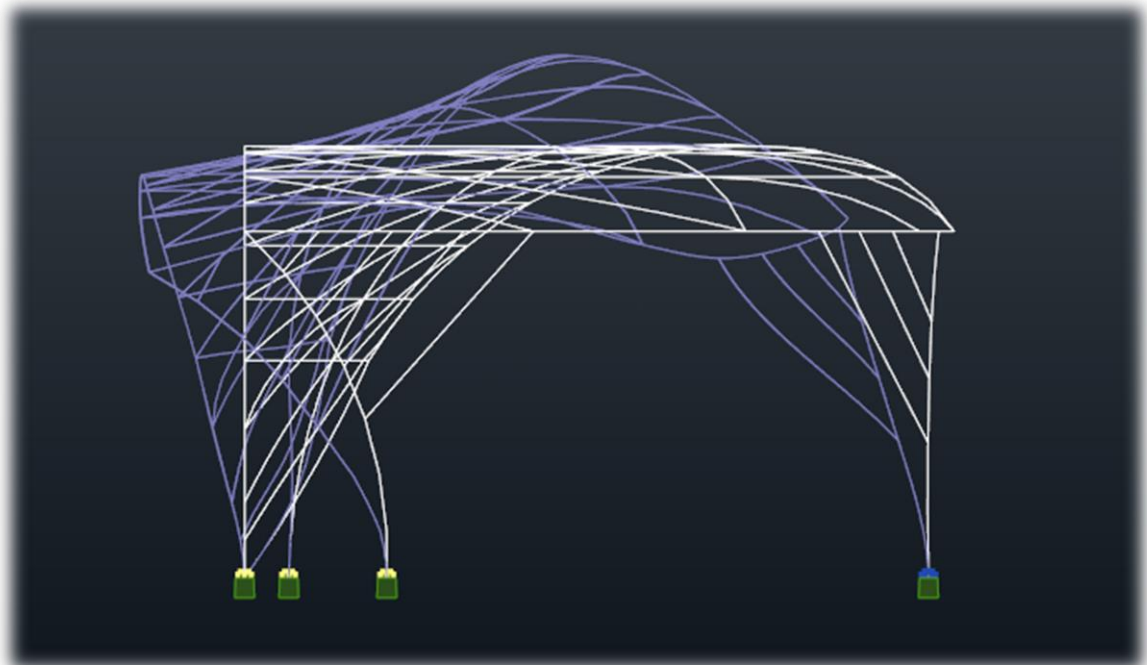


Σχήμα 9.8 : Ροπές περί τον Z για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό

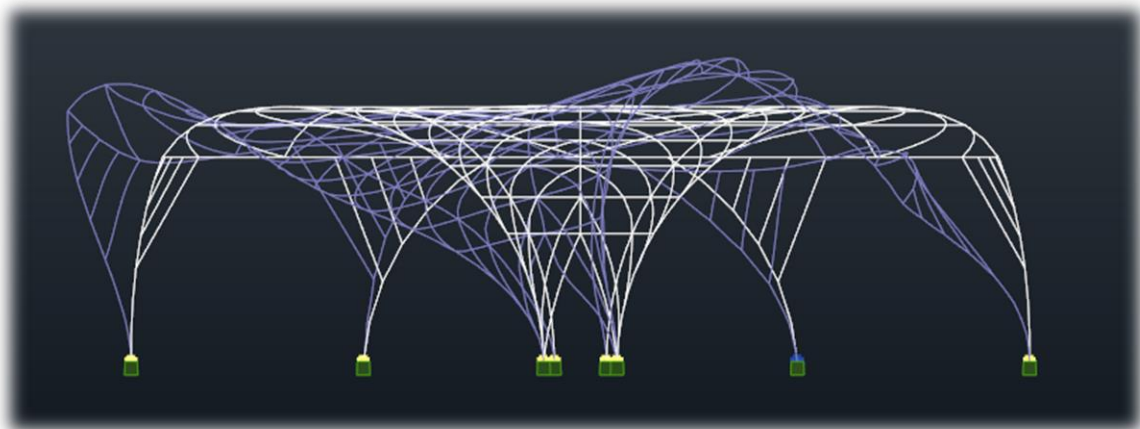


Σχήμα 9.9 : Ροπές περί τον Y για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό

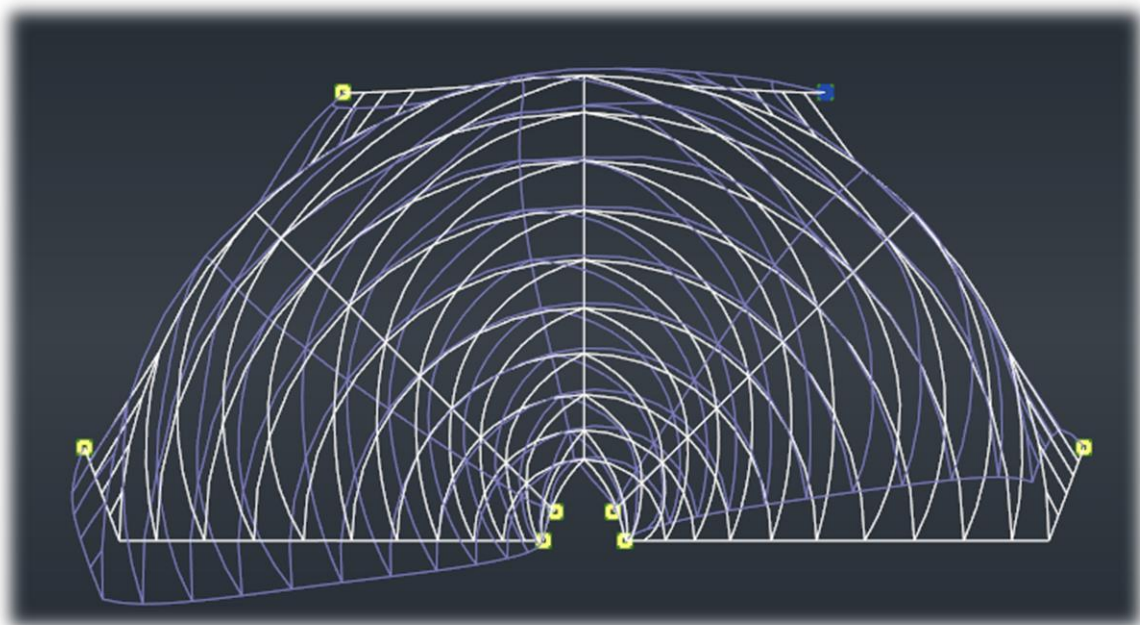
9.5 Ιδιομορφές Ταλάντωσης



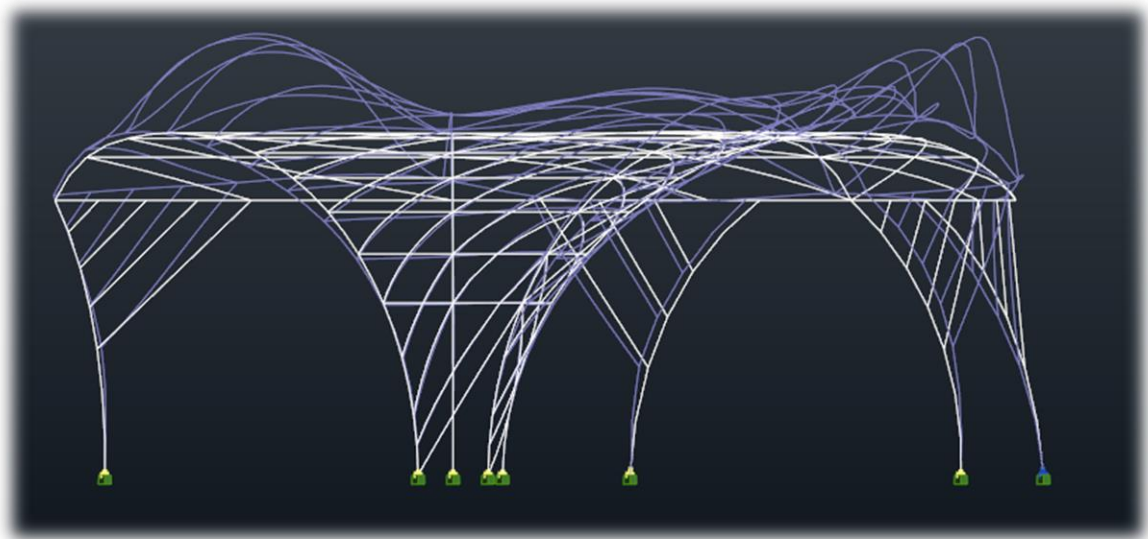
Σχήμα 9.10 : 1^η Ιδιομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y ενεργοποιώντας το 81.63% της μάζας της κατασκευής ($f=0.93$ Hz)



Σχήμα 9.11 : 2^η Ιδιομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην X διεύθυνση ενεργοποιώντας το 48.29% της ταλαντευόμενης μάζας της κατασκευής (f=1.04 Hz)



Σχήμα 9.12 : 3^η Ιδομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην διεύθυνση X ενεργοποιώντας το 32.99% της ταλαντευόμενης μάζας της κατασκευής (f=1.30 Hz)



Σχήμα 9.13 : 7^η Ιδιομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην διεύθυνση Z ενεργοποιώντας το 25.89% της ταλαντευόμενης μάζας

Πίνακας 9.4 : Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
15/ 1	0.93	1.08	0.00	81.63	2.10	0.00	81.63	2.10	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 2	1.04	0.96	48.29	81.63	2.10	48.29	0.00	0.00	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 3	1.30	0.77	81.28	81.63	2.11	32.99	0.00	0.00	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 4	1.59	0.63	81.28	81.98	12.95	0.00	0.35	10.85	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 5	1.83	0.55	81.49	85.15	13.19	0.21	3.17	0.24	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 6	1.84	0.54	87.14	85.29	13.26	5.65	0.14	0.07	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 7	1.97	0.51	87.15	85.52	39.15	0.01	0.23	25.89	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 8	2.00	0.50	88.84	85.52	39.16	1.70	0.00	0.01	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 9	2.30	0.44	88.93	85.52	39.16	0.08	0.00	0.00	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 10	2.36	0.42	90.16	85.52	39.18	1.23	0.00	0.02	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 11	2.49	0.40	90.19	85.54	39.64	0.03	0.02	0.46	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 12	2.71	0.37	90.87	85.55	39.75	0.69	0.01	0.11	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 13	2.73	0.37	90.89	86.58	40.32	0.02	1.03	0.57	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 14	2.80	0.36	91.33	86.58	40.33	0.43	0.00	0.01	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 15	2.88	0.35	91.36	86.61	40.33	0.03	0.03	0.00	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 16	2.95	0.34	91.36	87.90	40.80	0.00	1.29	0.46	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 17	2.98	0.34	91.36	88.11	41.97	0.00	0.21	1.18	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 18	3.24	0.31	91.36	88.17	42.69	0.00	0.06	0.71	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 19	3.41	0.29	91.69	88.18	42.69	0.33	0.00	0.00	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 20	3.45	0.29	91.69	88.36	43.04	0.00	0.19	0.35	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 21	3.56	0.28	91.70	88.37	43.05	0.01	0.00	0.01	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 22	3.58	0.28	91.70	88.39	45.09	0.00	0.02	2.03	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 23	3.60	0.28	92.62	88.39	45.09	0.92	0.00	0.01	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 24	3.72	0.27	92.62	90.44	45.25	0.00	2.05	0.15	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 25	3.84	0.26	92.94	90.44	45.25	0.32	0.00	0.00	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 26	3.96	0.25	93.04	90.46	45.34	0.10	0.02	0.09	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 27	4.01	0.25	93.05	90.76	46.21	0.01	0.30	0.87	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 28	4.17	0.24	93.06	91.97	53.06	0.00	1.21	6.85	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 29	4.27	0.23	93.11	91.98	53.09	0.05	0.01	0.03	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 30	4.37	0.23	93.15	91.98	53.63	0.04	0.00	0.54	1108104.65	1108104.65	1108104.65
15/ 328	26.04	0.04	98.57	98.32	90.00	0.00	0.00	0.25	1108104.65	1108104.65	1108104.65

9.6 Μάζα Χαλύβδινου Φορέα

Δεδομένου του βάρους του χάλυβα ίσο με 78.5 kN/m^3 και των διαμέτρων – παχών των διατομών, με την χρήση του Quantity Survey του RSA προέκυψαν τα βάρη έκαστου μέλους και τελικά του συνολικού χαλύβδινου φορέα, όπου και παρουσιάζονται στον πίνακα 9.5

Πίνακας 9.5 : Συνολική μάζα επιμέρους μελών και χαλύβδινου φορέα

Μέλος	Βάρος (Kg)	Βάρος (tn)
Υποστυλώματα	67,191	67.191
Κολώνες	146,988	146.988
Κύριες Δοκοί	259,334	259.334
Δευτερεύουσες Δοκοί	132,073	132.073
Αντηρίδες	21,212	21.212
Τεγίδες-Σφιγκτήρες	217,449.4	217.4494
Συγκολλήσεις-Κοχλιώσεις (5%)	42,212.37	42.21237
Σύνολο	886,459.77	886.45977

10 Κατασκευαστικές Απαιτήσεις

10.1 Συνδέσεις

10.1.1 Γενικά

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να γίνεται πλήρης εκμετάλευση της αντοχής και της πλαστιμότητας των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Δεδομένης της όχι και τόσο καλής γνώσης της συμπεριφοράς τους-σε σχέση των μελών- συνήθως απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση σχεδιασμού.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη και δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου. Σκοπός λοιπόν των συνδέσεων είναι αφενός μεν η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων, αφετέρου δε η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

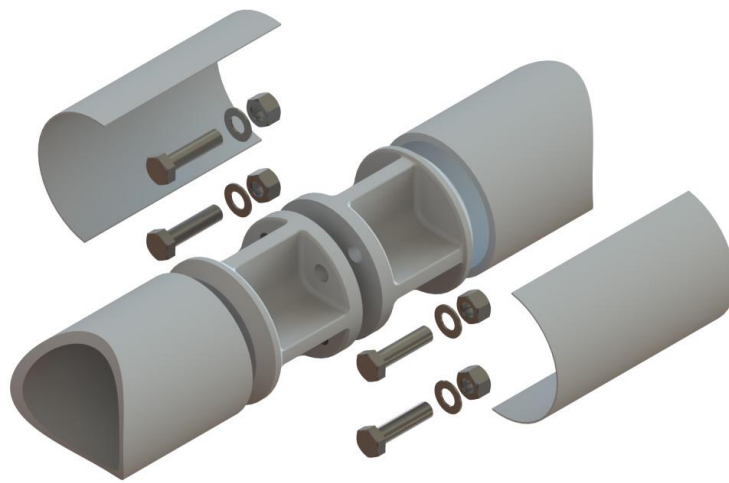
Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που αναλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Απλές συνδέσεις, οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις, επιτρέποντας τις στροφές και δίχως να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές.
- Συνδέσεις ροπής, οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές και χωρίζονται με την σειρά τους σε συνδέσεις πλήρους αντοχής, όπου η ροπή αντοχής των συνδέσεων είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των συνδεόμενων μελών και σε συνδέσεις μερικής αντοχής, των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη της ροπής αντοχής των συνδεόμενων μελών

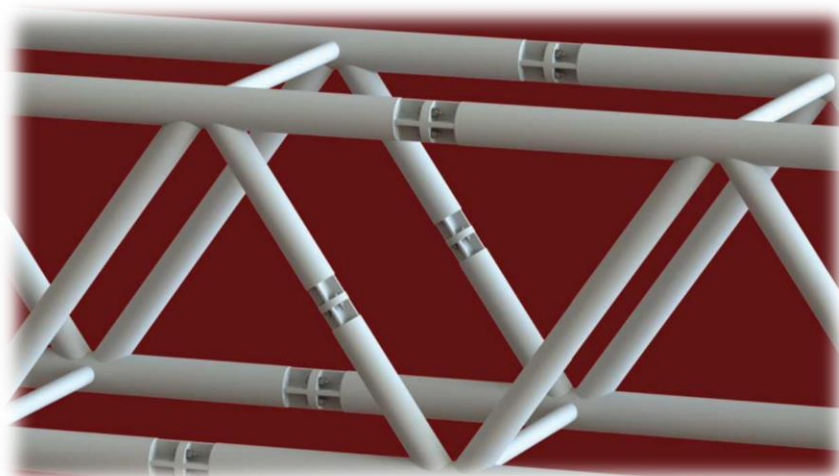
Στο υπό μελέτη έργο λόγω αισθητικής απαίτησης, το μεγαλύτερο πλήθος των συνδέσεων της ανωδομής πραγματοποιείται συγκολλητά εκτός από την αποκατάσταση συνέχειας των διατομών μεγαλύτερων διαμέτρων. Για την συνέχεια υλικού προτείνεται η σύνδεση να γίνει μεν κοχλιωτή αλλά να διατηρεί ταυτόχρονα την διακριτικότητα και ανωνυμία της. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί προσθέτοντας δύο σώματα στα άκρα των μελών που πρόκειται να αποκατασταθεί η συνέχεια τους, ειδικά διαμορφωμένα με εσοχές περιμετρικά οι οποίες θα φιλοξενούν κοχλίες επαρκής ποιότητας. Στην συνέχεια αφού ολοκληρωθεί η σύνδεση, οι εσοχές αυτές καλύπτονται με μεταλλικά “καπάκια” τα οποία όχι μόνο εξαφανίζουν την σύνδεση, αλλά προστατεύουν και τους κοχλίες από φαινόμενα όπως διάβρωση, υγρασία κ.λπ. και δίνουν την δυνατότητα να είναι επιθεωρήσιμες σε μια μελλοντική αποτίμηση.



Σχήμα 10.1 : Συγκολλητές αναμονές κόμβου κυκλικών κοίλων διατομών



Σχήμα 10.2 : Κοχλιωτή σύνδεση με μεταλλικά καπάκια



Σχήμα 10.3 : Κοχλιωτή αποκατάσταση συνέχειας με μεταλλικά καπάκια σε δικτύωμα

Ο φορέας εδράζεται επί εδάφους με πακτωμένες τις βάσεις των υποστυλωμάτων εξαιτίας των ιδιαίτερα υψηλών καμπτικών ροπών που αναπτύσσονται, ιδίως στους σεισμικούς συνδυασμούς. Θα γίνει χρήση αγκυρίων επί πεδίλου θεμελίωσης, σε πλάκα έδρασης κοίλης διατομής, ικανοποιητικού πάχους. Πάνω στην πλάκα και εγκάρσια του υποστυλώματος θα “πατάνε” ribs τριγωνικής δομής, κατάλληλου πάχους και ύψους που θα εκτείνονται μέχρι το τέλος της πλάκας και θα περιβάλλουν σε όλη την περίμετρο του το μέλος του στύλου, προστατεύοντας την πλάκα από τοπικές καμπτικές αστοχίες. Η παραλαβή τέμνουσας πραγματοποιείται με μηχανικό τρόπο, προσθέτοντας ένας μέλος ΗΕΒ στην κάτω παρειά της πλάκας έδρασης. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται μηχανική αλληλεμπλοκή με το σκυρόδεμα, καθιστώντας έτσι το μέλος ιδιαίτερα δύσκαμπτο, ανακουφίζοντας τα αγκύρια, αφού παραμένουν αδρανή σε εγκάρσιες φορτίσεις, παραλαμβάνοντας πλέον μόνο τις εφελκυστικές δυνάμεις.

Οι συνδέσεις του υπό μελέτη φορέα πραγματοποιήθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία μέσω του λογισμικού IDEA STATICA οι ρυθμίσεις του οποίου αναφέρονται στο επόμενο υποκεφάλαιο 9.1.2

10.1.2 Ρυθμίσεις IDEA STATICA

Concrete Breakout Resistance

Ένα αγκύριο ή ένας διατμητικός ήλος (περίπου ίδια η λειτουργία) που καλούνται να αντισταθούν είτε εφελκυστικά είτε διατμητικά, για να αστοχήσουν ακολουθούν κάποιους μηχανισμούς. Ο πιο συνηθισμένος είναι η κεφαλή του ήλου ή του αγκυρίου να παρασύρει έναν κώνο σκυροδέματος μαζί της κατά τη διάρκεια εφελκυσμού ή εγκάρσιας φόρτισης αυτής. Ένας άλλος μηχανισμός είναι να εξαιρεθεί η συνάφεια μεταξύ σκυροδέματος και αγκυρίου με αποτέλεσμα κατά τον εφελκυσμό του να εξολκευθεί το αγκύριο και ένας τρίτος μηχανισμός είναι να σπάσει το αγκύριο σε κάποια διατομή του.

Η συνάφεια αντιμετωπίζεται σχετικά εύκολα, τοποθετώντας στην βάση των αγκυρίων είτε αγκύρωση με άγκιστρο, είτε ορθογωνικές/κυκλικές πλάκες με επαρκές διαστάσεις. Με τον τρόπο αυτό, η εφελκυστική δύναμη εισάγεται στον πυρήνα του σκυροδέματος του πεδίλου και μεταβιβάζεται στη συνέχεια μέσω πίεσης στο έδαφος.

Όσον αφορά τους κώνους αστοχίας, εάν υπάρχουν πολλά αγκύρια περιμετρικά, οι κώνοι τείνουν να αλληλεπιδράσουν λόγω της γωνίας των 45° της επιφάνειας που δρουν, από την κεφαλή προς το θεμέλιο, συμπαρασύροντας έτσι ένα μεγάλο όγκο σκυροδέματος μαζί. Έτσι λοιπόν, το Concrete Breakout Resistance υπολογίζει αυτή την επιφάνεια αστοχίας η οποία είναι και κρίσιμη. Παρόλα αυτά, αυτό έχει εφαρμογή κυρίως σε παλιές τοιχοποιίες ή σε κάποιο τοίχιο οπλισμένου σκυροδέματος όπου θέλουμε να τοποθετήσουμε βλήτρα καθώς επίσης και σε εντελώς άοπλο ή ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα, κάτι που στην παρούσα περίπτωση δεν έχει εφαρμογή.

Στο υπό μελέτη έργο, τα πέδιλα πρέπει να έχουν σημαντικές διαστάσεις όπως και πυκνή όπλιση προκειμένου να παραλάβουν τις υψηλές θλιπτικές και εφελκυστικές εντάσεις που καταλήγουν στην σύνδεση. Αυτό λοιπόν σημαίνει, ότι την στιγμή που πάει να εμφανιστεί ο κώνος αστοχίας που προαναφέρθηκε, ότι οπλισμός υπάρχει σε αυτήν την επιφάνεια αστοχίας θα ενεργοποιηθεί με αποτέλεσμα να αποτραπεί η αστοχία των αγκυρίων. Επισημαίνεται λοιπόν, ότι την λειτουργία αυτή δεν την λαμβάνει υπόψη το Breakout Resistance για αυτό κίολας και δεν την λαμβάνουμε υπόψη στις συνδέσεις της παρούσας ανάλυσης. Όσον αφορά το σκυρόδεμα το μόνο που ελέγχει το λογισμικό πλέον είναι η θλίψη.

▼ Analysis and checks	
Stop at limit strain	<input type="checkbox"/>
Geometrical nonlinearity (GMNA)	<input checked="" type="checkbox"/>
Detailing	<input type="checkbox"/>
Concrete breakout resistance	None
Local deformation check	<input type="checkbox"/>
Pretension force factor k [-]	0.70
Friction coefficient in slip-resistance [-]	0.30
▼ Partial safety factors	
γ_{M0}	1
γ_{M1}	1
γ_{M2}	1.25
γ_C	1.5
γ_{Inst}	1.2
γ_{M3}	1.25
▼ Concrete block	
Anchor length for stiffness calculation [d]	8
Joint coefficient β_j	0.67
Effective area - influence of mesh size	0.1
Friction coefficient - concrete	0.25
α_{cc}	0.85
Cracked concrete	<input checked="" type="checkbox"/>
▼ Check settings	
Limit plastic strain [%]	5.0
Local deformation limit [%]	3.0
Warning plastic strain [%]	3.0
Warning check level [%]	95.0
Optimal check level [%]	60.0
Distance between bolts [d]	2.2
Distance between bolts and edge [d]	1.2
Load distribution angle of concrete block [°]	26.6
Decreasing N_t, R_d of anchors - cut thread [-]	0.15
Braced system	<input type="checkbox"/>
Bearing check with α_b	<input checked="" type="checkbox"/>
Apply β_p influence in $F_v R_d$	<input type="checkbox"/>
▼ Model and mesh	
Default length of standard member [h]	1.5
Default length of member with hollow section [h]	2
Division of surface of the biggest circular hollow member	64
Division of arc of rectangular hollow member	3
Number of elements on biggest member web or flange	8
Number of elements on biggest web of RHS member	16
Number of analysis iterations	25
Divergent iterations count	3
Minimal size of element [mm]	10
Maximal size of element [mm]	50

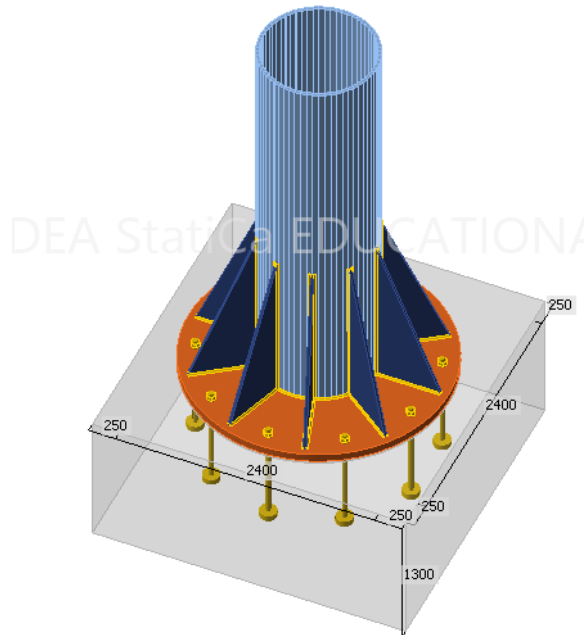
Σχήμα 10.4 : Idea Statica Code Setup

10.1.3 Κοχλιώσεις-Πακτώσεις

Αναλύεται η δυσμενέστερη πάκτωση των στύλων η οποία είναι στην βάση του 3^{ου} περιμετρικού υποστύλωματος. Διαστασιολογείται για τους 2 πιο κρίσιμους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α. :

$$\rightarrow 1.35 \times G + 1.5 \times \text{Snow} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Wind}^{+X} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Temp}^{-}$$

$$\rightarrow G + 0.3 \times Q - 1.0 \times E_x - 0.3 \times E_y - 0.3 \times E_z$$



Σχήμα 10.5 : Πάκτωση 3^{ου} περιμετρικού υποστύλωματος

Η διαστασιολόγηση της πάκτωσης του στύλου πραγματοποιήθηκε ως μια επαναληπτική διαδικασία, λαμβάνοντας υπόψη τις ικανές διαστάσεις των επιμέρους μελών της σύνδεσης. Για την παραλαβή των υψηλών εντάσεων που προκύπτουν από τους δύο δυσμενέστερους συνδυασμούς, κρίθηκε απαραίτητο ως κρίσιμη, να θεωρηθεί η αστοχία των αγκυρίων και όχι η ψαθυρή συμπεριφορά των συγκολλήσεων. Η τέμνουσα όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, θα παραληφθεί με μηχανικό τρόπο ανακουφίζοντας τα αγκύρια ενώ το σκυρόδεμα στην παρούσα φάση θεωρείται ότι ελέγχεται μόνο σε σύθλιψη στην θλιβόμενη ζώνη.

Οι διαστάσεις των μελών της σύνδεσης είναι :

- Κυκλική πλάκα έδρασης διαμέτρου $d=1200$ mm και πάχους $t=50.0$ mm ποιότητας χάλυβα S275
- 10 αγκύρια στο πλήθος, μεγέθους και ποιότητας M48 10.9 και περιμετρικά της πλάκας εδράσεως σε διάμετρο 1050 mm. Είναι τοποθετημένα όσο το δυνατόν πιο απομακρυσμένα από το κέντρο βάρους του στύλου για δημιουργία μεγαλύτερου μοχλοβραχίονα προς παραλαβή εντονότερων ροπών. Το βάθος των αγκυρίων στο πέδιλο κρίθηκε απαραίτητο να είναι 700 mm ενώ για τις απαιτήσεις συνάφειας αγκυρώνονται στο βάθος αυτό, με κυκλικές πλάκες μεγέθους 135 mm.

- Ribs τριγωνικής διατομής, ύψους 1500 mm, εύρους 600 mm απο την εξωτερική παρειά του στύλου προς την πλάκα εδράσεως και πάχους 25 mm. Είναι τοποθετημένα περιμετρικά του υποστυλώματος και όσο το δυνατόν οριακά στην πλάκα εδράσεως για προστασία αυτής απο καμπτική αστοχία.
- Όλες οι συγκολλήσεις έχουν επιλεγεί πάχους 14 mm για λόγους αντοχής και μη κρίσιμης αστοχίας αφού συμπεριφέρονται ψαθυρά σε συνδυασμό με οπτικούς λόγους δεδομένων των διαστάσεων της συνολικής σύνδεσης
- Θεμέλιο τετραγωνικής διατομής ποιότητας C30/37 με το οποίο δεν ασχολούμαστε περαιτέρω

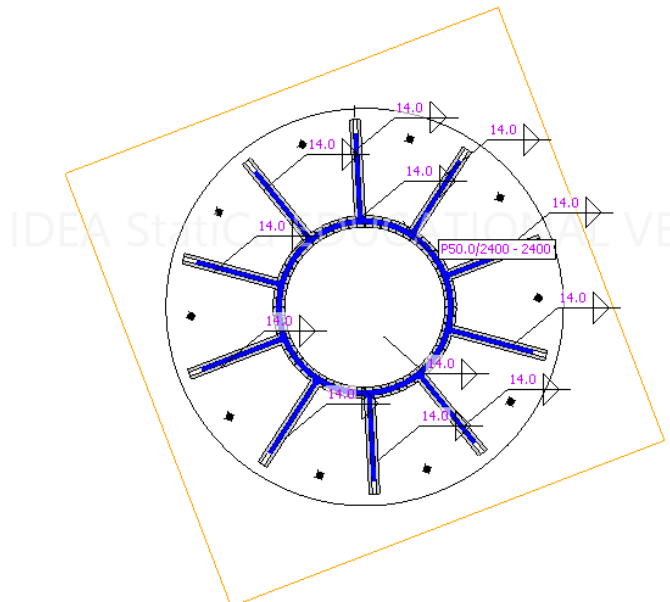
Τα δρώντα μεγέθη που αναπτύσσονται είναι :

Πίνακας 10.1 : Απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό / Πάκτωση

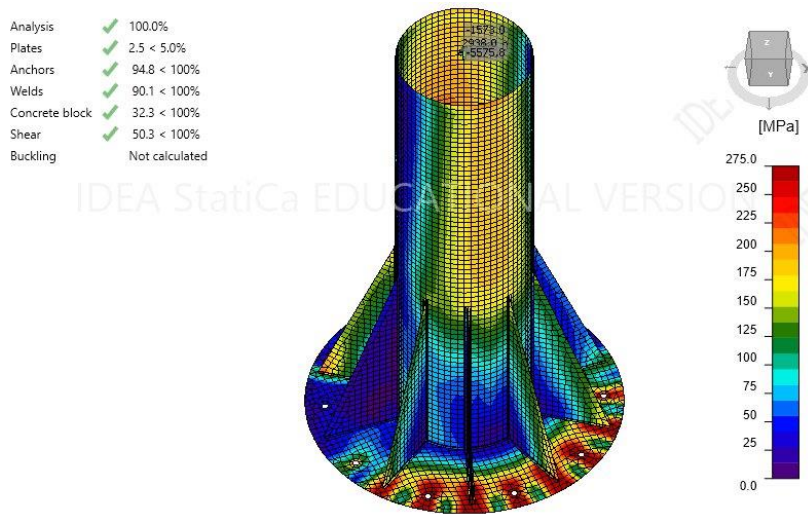
	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	M1 / End	-1573.0	-362.0	-465.0	0.0	2938.0	-5575.8

Πίνακας 10.2 : Απο τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. / Πάκτωση

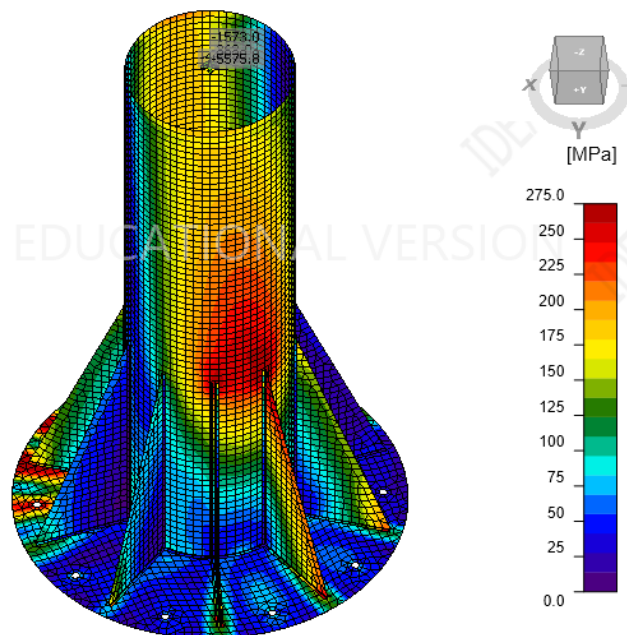
	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	M1 / End	-2915.0	-886.3	-221.1	0.0	-1271.0	-5182.5



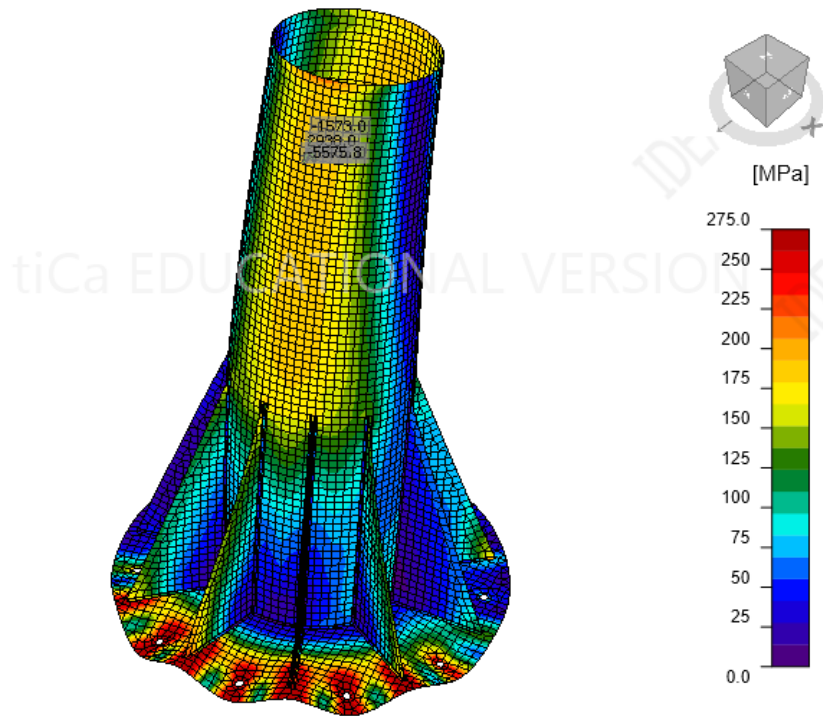
Σχήμα 10.6 : Συγκολλήσεις των ribs με εξωραφές πάχους 14mm στον στύλο και στην πλάκα έδρασης



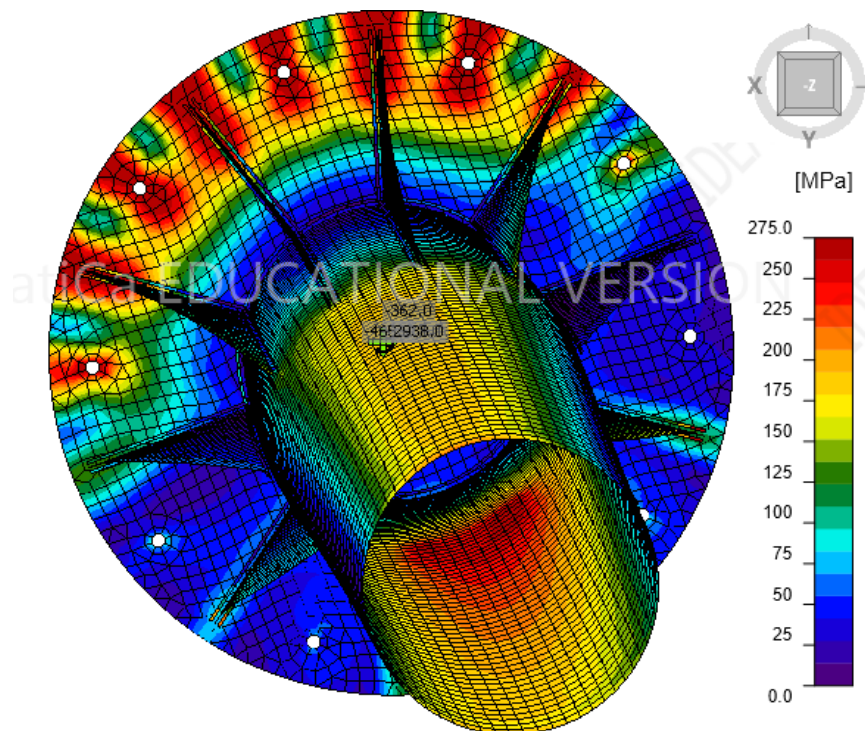
Σχήμα 10.7 : Κατανομή τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Όψη που εφελκύνονται τα αγκύρια και η παρειά του υποστυλώματος



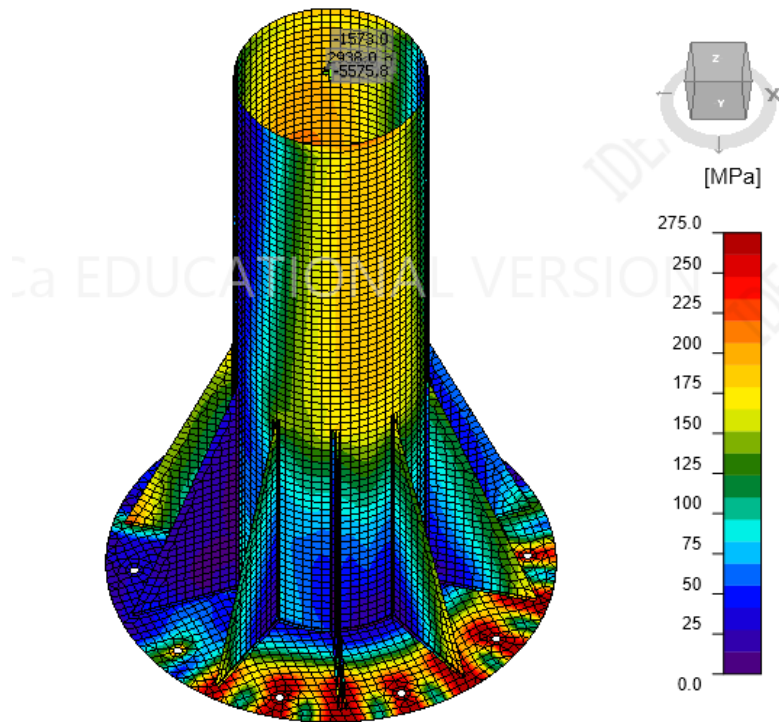
Σχήμα 10.8 : Κατανομή τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Όψη που θλίβεται τοπικά το υποστύλωμα και θλίβονται τα αγκύρια.



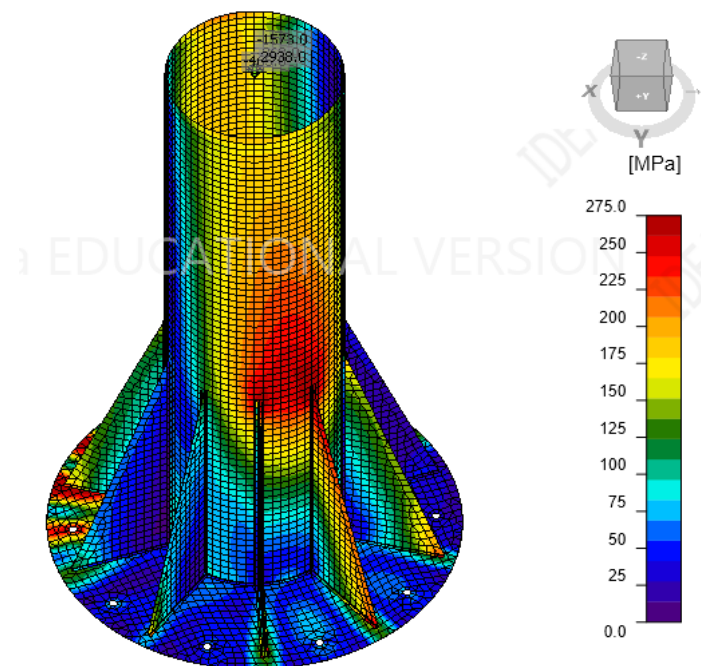
Σχήμα 10.9 : Όψη παραμορφωμένης κατάστασης φορέα υπο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό



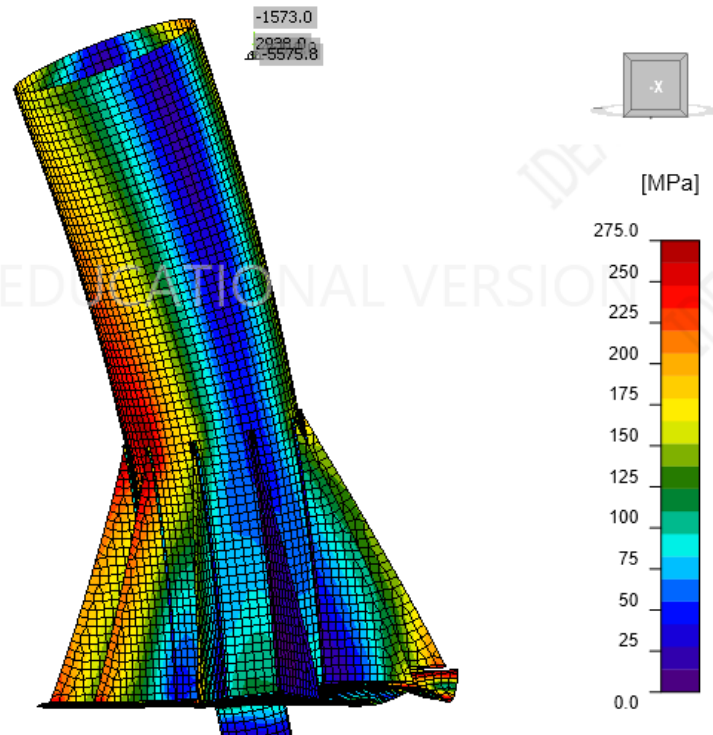
Σχήμα 10.10 : Κάτοψη παραμορφωμένης κατάστασης σύνδεσης -μέλους υπό τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό



Σχήμα 10.11 : Εύρος τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης υπο τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α.
Εφελκόμενη πλευρά



Σχήμα 10.12 : Εύρος τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης υπο τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α.
Θλιβόμενη πλευρά



Σχήμα 10.13 : Παραμορφωμένη κατάσταση πάκτωσης υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α.

10.1.4 Συγκολλήσεις

Ως συγκόλληση ορίζεται η ένωση δύο ή περισσότερων μεταλλικών κομματιών με την βοήθεια της θέρμανσης, της πίεσης ή συνδυασμού και των δύο. Οι συγκολλήσεις εξασφαλίζουν την μονολιθικότητα των συνδεόμενων τμημάτων και ανάλογα με την διαμόρφωση των προς σύνδεση επιφανειών, πραγματοποιήθηκαν εσωραφές ή εξωραφές. Ο σχεδιασμός των συγκολλήσεων έγινε κατά EN 1993-1-1, αφού όλα τα ελάσματα έχουν πάχος μεγαλύτερο των 4 mm και αντίστοιχα οι κοίλες διατομές μεγαλύτερο των 2.5 mm.

Εσωραφές

Οι εσωραφές προϋποθέτουν προετοιμασία των επιφανειών σύνδεσης και εξασφαλίζουν ομοιόμορφη ροή τάσεων σε αυτές. Χωρίζονται σε μερικής και πλήρους διείσδυσης με τις πρώτες να έχουν πάχος ίσο με αυτό των συνδεόμενων ελασμάτων και τις δεύτερες μικρότερο.

Εξωραφές

Οι εξωραφές έχουν ενεργό πάχος ίσο με το ύψος του εγγεγραμμένου – όχι απαραίτητως ισοσκελούς – τριγώνου στις επιφάνειες των ελασμάτων που τήκονται και στην επιφάνεια της ραφής, μετρούμενο κάθετα ως προς την εξωτερική πλευρά.

Οι συγκολλήσεις των μελών στην παρούσα μελέτη γίνονται ως επί το πλείστον με εξωραφές. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι τυπικές συγκολλήσεις των κόμβων του φορέα.

Κόμβος τύπου N – Ακτινικό Υποστώλωμα με Κύρια και Δευτερεύουσα Δοκό

Ο κόμβος του 1^{ου} ακτινικού υποστώλωματος διατομής 1016x20 στον οποίο συντρέχουν η 6^η κύρια δοκός και η 10^η δευτερεύουσα διαστασιολογήθηκε για τους δύο δυσμενέστερους συνδυασμούς. Συγκολλήθηκαν με εξωραφές πάχους 6 mm.

$$\rightarrow 1.35 \times G + 1.5 \times \text{Snow} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Wind} + Y + 0.61.50 \times \text{Temp}$$

$$\rightarrow G + 0.3 \times Q - 1.0 \times X - 0.3 \times Y - 0.3 \times Z$$

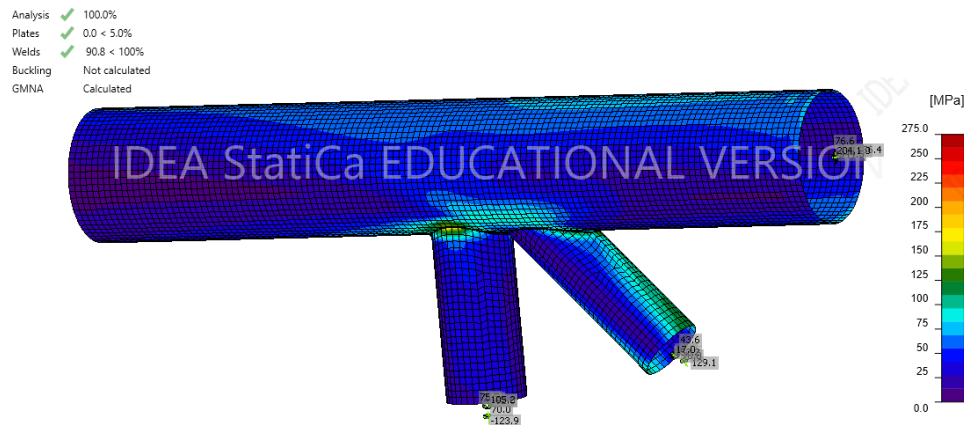
Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται είναι :

Πίνακας 10.3 : Απο τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α.-Κόμβος τύπου N

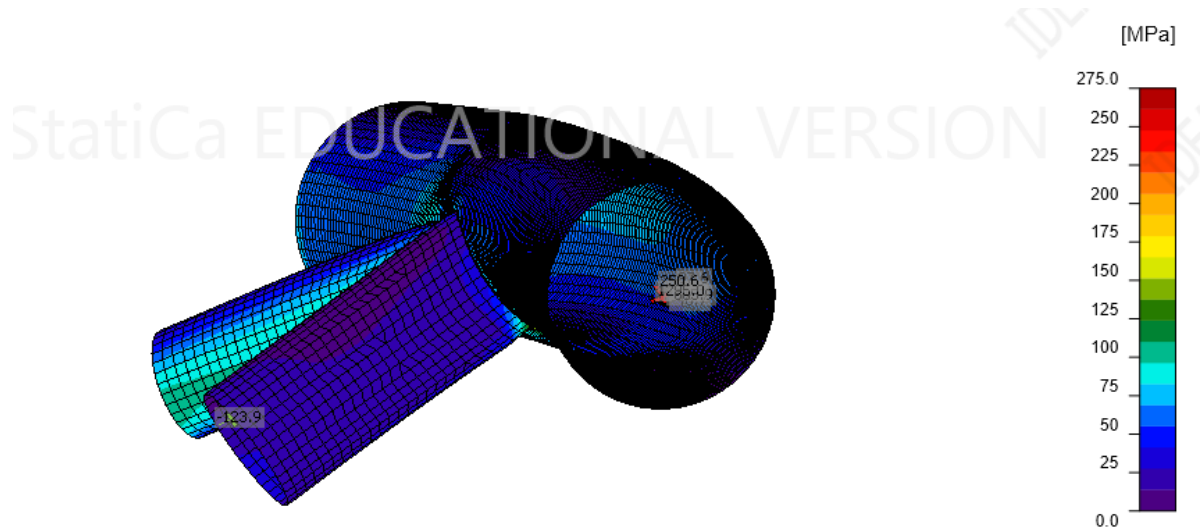
Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
column 1 / Begin	461.3	-46.7	97.6	-605.9	1295.0	250.6
column 1 / End	456.4	-45.3	76.6	411.0	944.5	204.1
> Secondary 10 / End	129.1	22.4	43.6	70.0	152.2	17.0
Primary 6 / End	-123.9	22.4	75.5	70.0	-92.0	105.2

Πίνακας 10.4 : Απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό-Κόμβος Τύπου N

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
> column 1 / Begin	162.8	47.0	-122.7	-547.0	1523.0	90.0
column 1 / End	162.8	47.0	-6.5	-384.0	1360.3	22.0
Secondary 10 / End	151.0	13.6	22.1	13.7	-26.5	-33.0
Primary 6 / End	-181.0	13.6	35.9	-13.7	140.4	-23.0



Σχήμα 10.14 : Εύρος τάσεων εξωραφών κόμβου / Κόμβος τύπου N



Σχήμα 10.15 : Παραμορφωμένη κατάσταση κόμβου / Κόμβος τύπου N

Κόμβος τύπου Y – Αντηρίδα με Κύρια Δοκό

Ο κόμβος στον οποίο συντρέχει η αντηρίδα διατομής KH 508x12.5 με την τελευταία κύρια δοκό διατομής KH 1200x30 διαστασιοποιείται για τους δύο δυσμενέστερους για την αντηρίδα συνδυασμούς, η οποία δουλεύει κυρίως αξονικά. Πάχος εξωραφής 10 mm.

$$\rightarrow 1.35 \times G + 1.5 \times \text{Snow} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Wind} + X + 0.6 \times 1.50 \times \text{Temp} +$$

$$\rightarrow G + 0.3 \times Q + 0.3 \times X + 1 \times Y + 0.3 \times Z$$

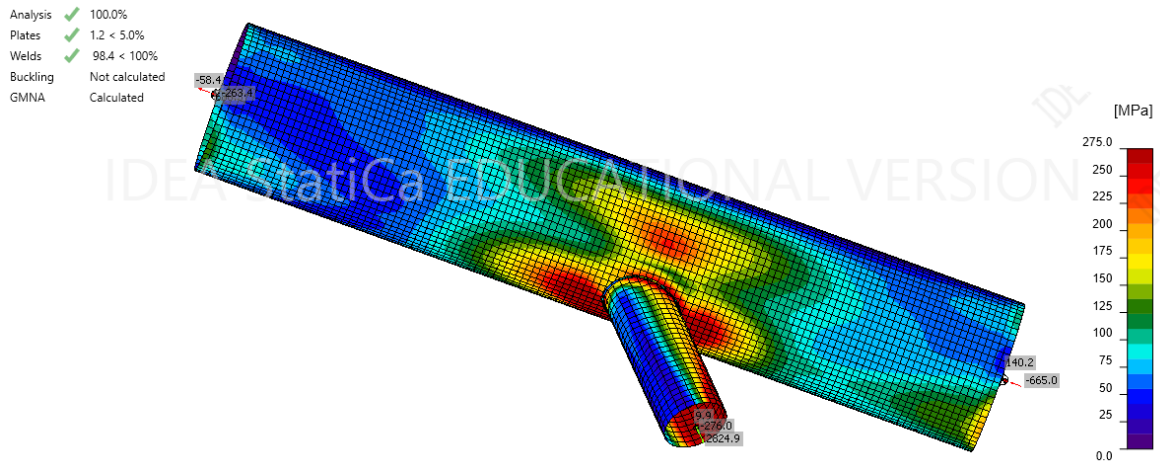
Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται είναι :

Πίνακας 10.5 : Απο τον συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου Y

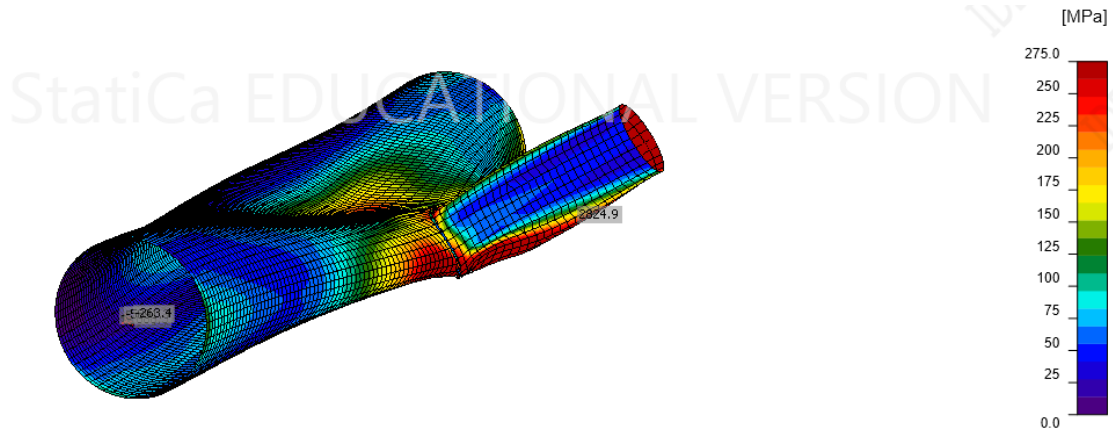
Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Primary Beam 10 / Begin	-335.0	690.0	-1417.6	-13.1	-1581.2	2357.0
Primary Beam 10 / End	-1739.0	149.3	728.0	319.3	-4846.7	-1336.9
> Strout / End	2601.9	9.5	27.1	46.3	-225.3	-91.7

Πίνακας 10.6 : Απο τον σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου Y

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Primary Beam 10 / Begin	-58.4	688.3	0.0	0.0	-5891.3	-263.4
Primary Beam 10 / End	-665.0	140.2	0.0	0.0	-5668.0	-264.8
> Strout / End	2824.9	0.0	9.9	0.0	-276.0	0.0



Σχήμα 10.16 : Εύρος τάσεων συγκόλλησης / Κόμβος τύπου Y



Σχήμα 10.17 : Παραμορφωμένη κατάσταση κόμβου / Κόμβος τύπου Y

Κόμβος τύπου DK – Μεσαίο Ακτινικό Υποστύλωμα με Εκατέρωθεν Δοκούς

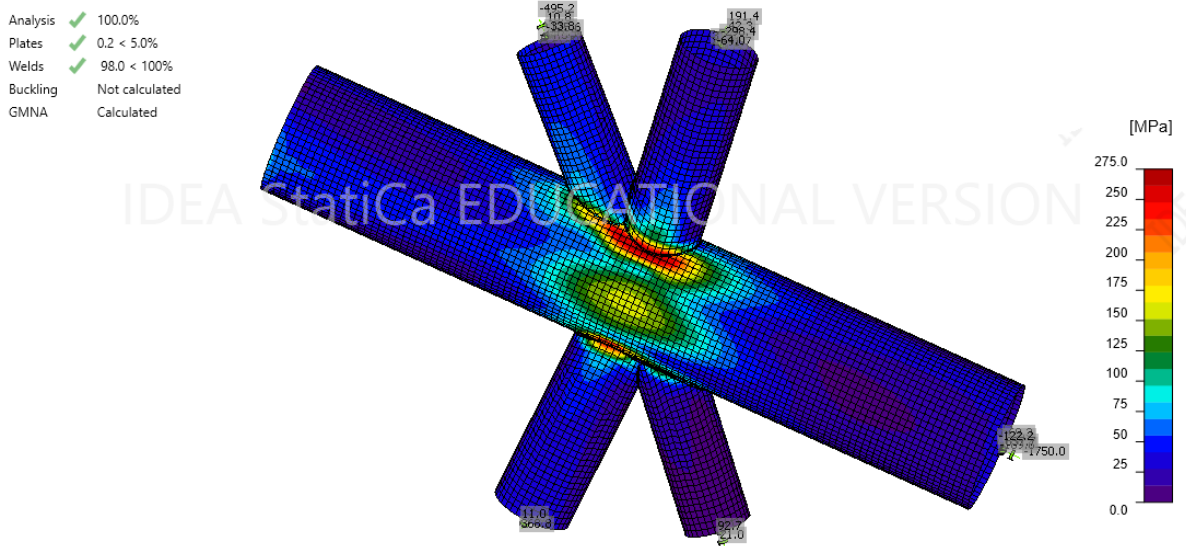
Ο κόμβος στον οποίο συντρέχουν το 4^ο ακτινικό υποστύλωμα διατομής KH 1016x25 με εκατέρωθεν την 6^η κύρια δοκό διατομής KH 610x16 και την 8^η δευτερεύουσα δοκό διατομής

KH 508x12.5, διαστασιολογείται για τους δύο δυσμενέστερους συνδυασμούς φαίνονται. Το πάχος εξωραφών λήφθηκε ίσο με 8 mm .

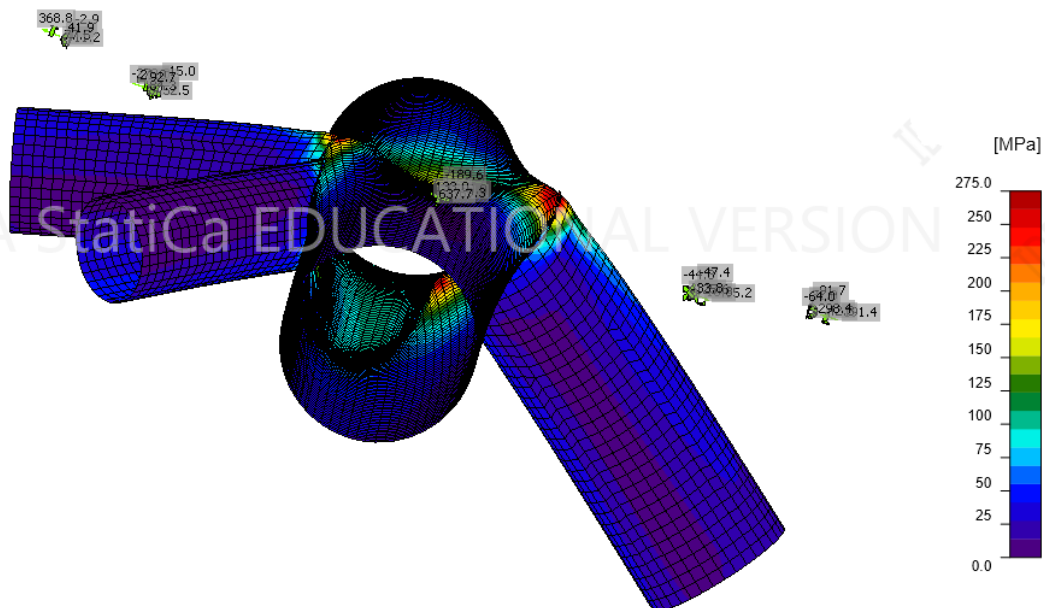
- $1.35 \times G + 1.5 \times \text{Snow} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Wind} + Y + 0.6 \times 1.50 \times \text{Temp}$
- $G + 0.3 \times Q + 0.3 \times X + 1 \times Y - 0.3 \times Z$

Πίνακας 10.7 : Δυσμενέστερος Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου DK

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	Kolwna / End	-1750.0	-69.3	-189.6	133.0	637.7	-122.2
	kuria 1 / Begin	191.4	31.8	-91.7	42.3	-298.4	-64.0
	kuria 2 / End	368.8	-11.2	-2.9	11.0	77.5	41.9
	deut 1 / Begin	-495.2	-44.3	-47.4	10.8	-125.6	33.8
	deut 2 / End	-279.0	52.5	-15.0	21.0	84.3	92.7



Σχήμα 10.18 : Εύρος τάσεων συγκολλήσεων και κόμβου / Κόμβος τύπου DK



Σχήμα 10.19 : Παραμορφωμένη κατάσταση κόμβου / Κόμβος τύπου DK

Κόμβος τύπου TT – Έδραση Ακτινικού στύλου και περιμετρικού υποστύλωματος στην τελευταία κύρια δοκό.

Ο κόμβος στον οποίο συντρέχουν το 1^ο ακτινικό υποστύλωμα με το πρώτο περιμετρικό υποστύλωμα και την τελευταία κύρια δοκό διαστασιοποιείται για τους δύο πιο κρίσιμους συνδυασμούς :

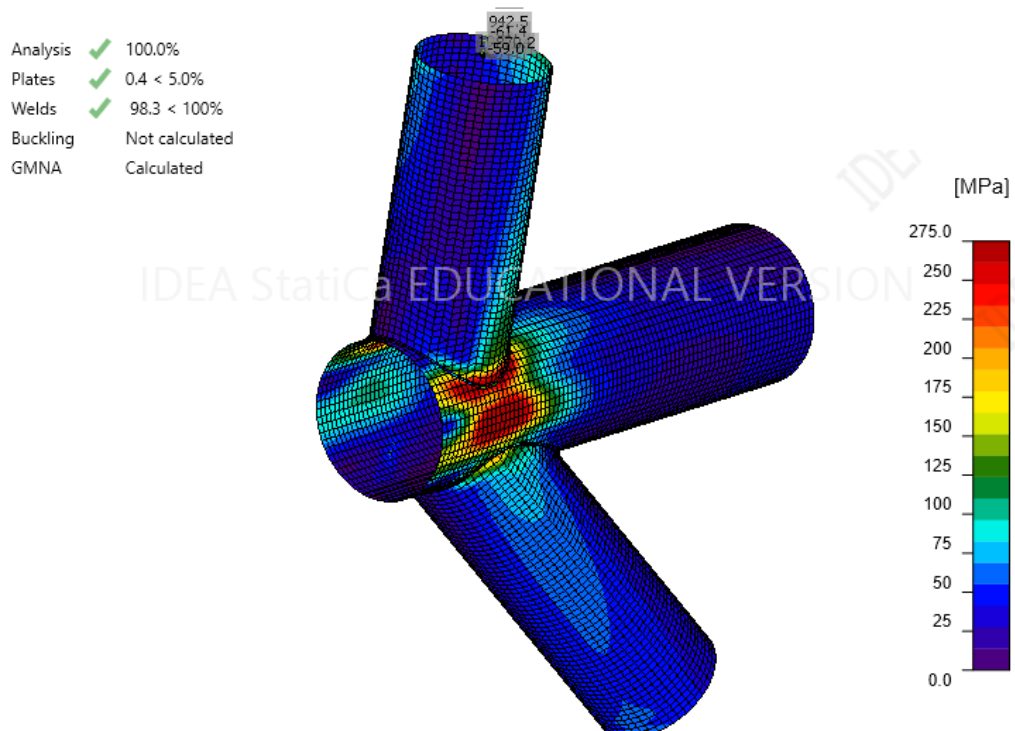
- $1.35 \times G + 1.5 \times \text{Snow} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Wind}^{+X} + 0.6 \times 1.50 \times \text{Temp}^{-}$
- $G + 0.3 \times Q - 0.3 \times X - 1 \times Y + 0.3 \times Z$

Πίνακας 10.8 : Εντατικά μεγέθη απο δυσμενέστερο συνδυασμο Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου TT

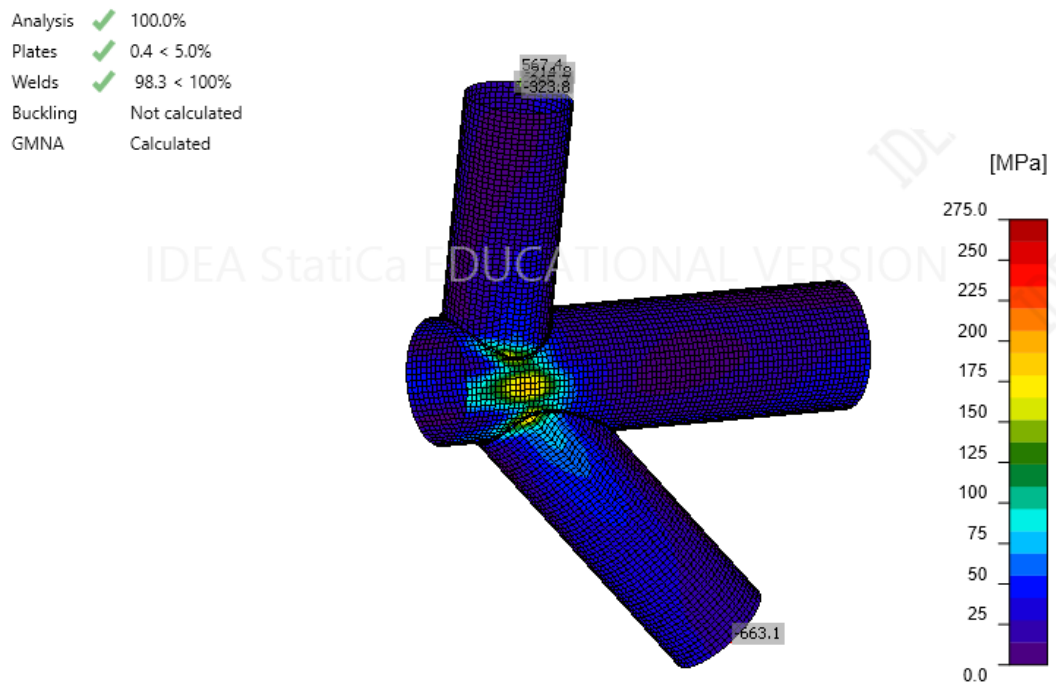
Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
> DOKOS 10 / End	1229.7	-99.8	-271.1	-217.7	235.9	5.5
KOLWNA 1 / Begin	942.5	496.4	19.7	-61.4	-870.2	-59.0
UPOSTULWMA 1 / End	-1138.8	-12.9	66.3	-575.5	141.3	-345.6

Πίνακας 10.9 : Εντατικά μεγέθη απο δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου TT

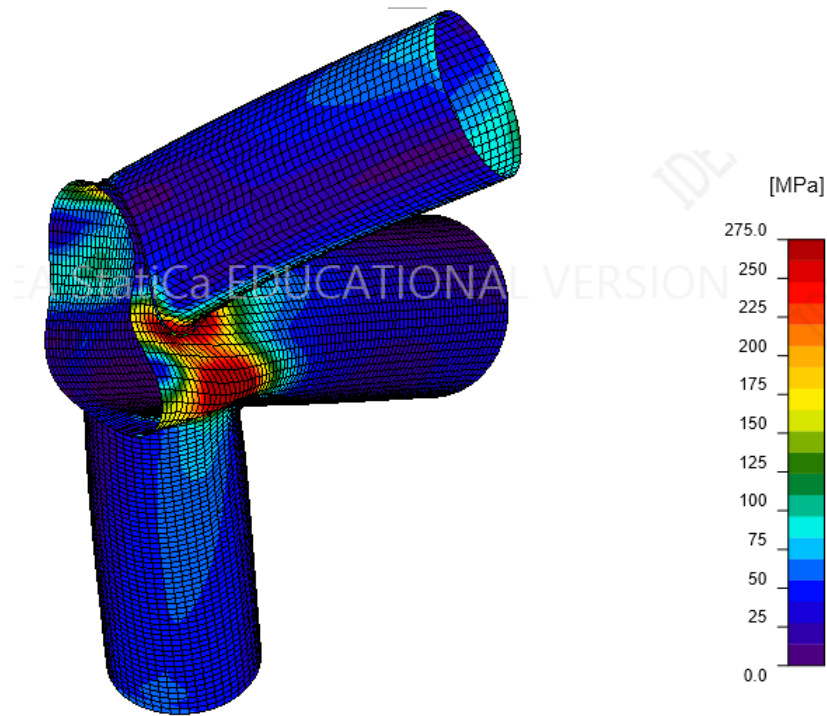
Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
> DOKOS 10 / End	1020.9	-64.0	-142.4	-18.6	-29.8	-94.5
KOLWNA 1 / Begin	567.4	299.3	-26.6	-214.8	-265.7	-323.8
UPOSTULWMA 1 / End	-663.1	14.0	89.7	-291.5	-143.2	-24.7



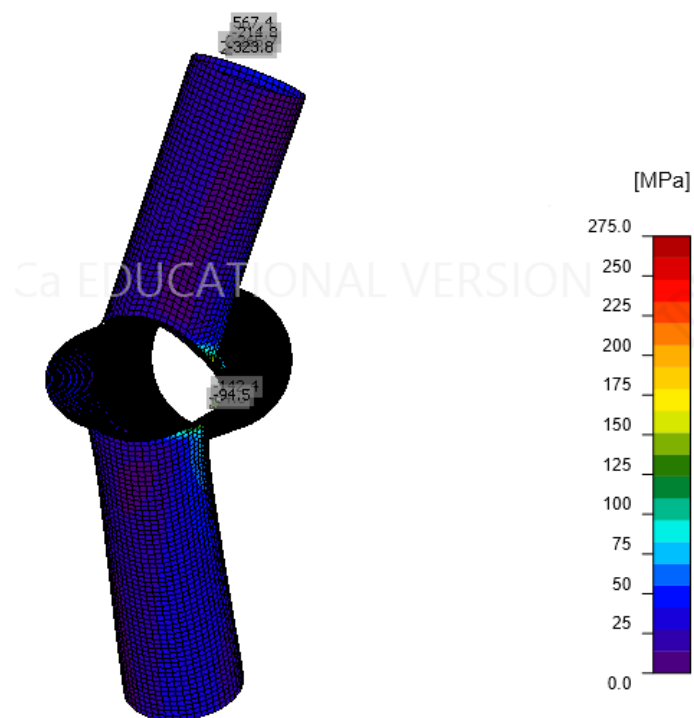
Σχήμα 10.20 : Εύρος τάσεων για τον συνδυασμό Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου ΤΤ



Σχήμα 10.21 : Εύρος τάσεων για τον σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου ΤΤ



Σχήμα 10.22 : Παραμορφωμένη κατάσταση απο συνδυασμό Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου ΤΤ



Σχήμα 10.23 : Παραμορφωμένη κατάσταση απο σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου ΤΤ

10.1.5 Αποκατάσταση Συνέχειας Μελών

Στην Ελλάδα το μέγιστο μήκος ενός μεμονωμένου μέλους που μπορεί να υλοποιηθεί στο εργοστάσιο είναι συνήθως 14 με 15m. Συνεπώς, το πολύ στα 15m (μπορεί και σε λιγότερο) πρέπει να αποκατασταθεί η συνέχεια του μέλους ,έτσι ώστε σιγά σιγά να αρχίζει να μορφώνεται το τελικό στοιχείο.

Η αποκατάσταση συνέχειας μπορεί να γίνει είτε συγκολλητά είτε κοχλιωτά. Η συγκόλληση όμως σαν σύνδεση απαιτεί και κάποιες ειδικές συνθήκες περιβάλλοντος (χωρίς υγρασία ,όσο το δυνατόν λιγότερους ρύπους στην ατμόσφαιρα, όχι βροχή κλπ) οπότε αποφασίστηκε ορισμένες αποκαταστάσεις αν πραγματοποιηθούν κοχλιωτά και άλλες συγκολλητά, ενώ με τον τρόπο αυτό διευκολύνεται και η ανέγερση. Επιπρόσθετα, για λόγους αρχιτεκτονικής αισθητικής οι κοχλιώσεις των αποκαταστάσεων θα γίνουν με τον τρόπο που αναφέρθηκε στην εισαγωγή καλύπτοντας τες με μεταλλικά “καπάκια”.

Επισημαίνεται οτι πρέπει να ληφθούν υπόψην κάποιοι παράγοντες που θα καθορίσουν την θέση και τον τρόπο της αποκατάστασης. Ο πρώτος είναι οτι εξαιτίας της κοχλίωσης το σημείο αυτό πλέον δεν συμπεριφέρεται ως πάκτωση αλλά επιτρέπει και μια ενδεχόμενη στροφή, συνεπώς πρέπει να γίνει σε σημεία χαμηλής έντασης και μακριά απο ενδιάμεσους κόμβους. Ο δεύτερος παράγοντας είναι οτι εφόσον η αποκατάσταση υλοποιείται με τις κρυφές κοχλιώσεις ικανοποιώντας έτσι τις αισθητικές απαιτήσεις, οι διατομές στις οποίες αναφέρονται οφείλουν να είναι επαρκούς διαμέτρου για κατασκευαστικούς λόγους.

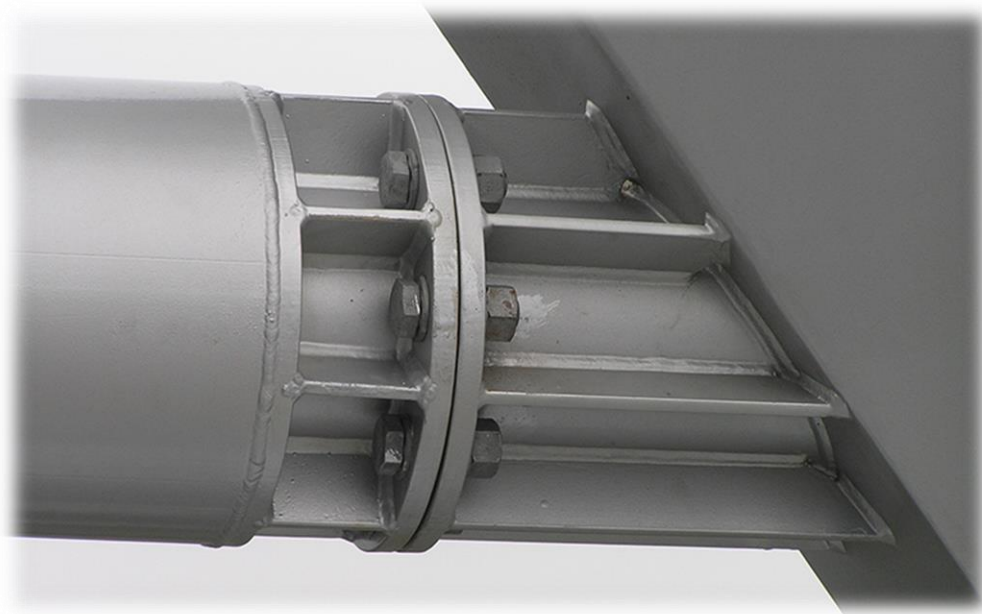
10.1.5.1 Συγκολλητή Αποκατάσταση Συνέχειας

Εξαιτίας της καμπυλότητας τους, τα μέλη όταν ξαπλωθούν στο φορτηγό μεταφοράς αποκτούν ένα ύψος ενώ ταυτόχρονα το μήκος του μεγαλώνει .Συνεπώς αποφασίζεται τα ακτινικά και περιμετρικά υποστυλώματα καθώς και η τελευταία κύρια δοκός να αποτελούνται απο μικρότερα τμήματα για λειτουργικούς λόγους μεταφοράς τους στο εργοτάξιο.

Σε αυτά τα τμήματα στη συνέχεια θα συγκολληθούν στο εργοστάσιο αναμονές των κόμβων όλων των απαραίτητων στοιχείων, ικανού μήκους 1~1.5 m. Τελικά, η αποκατάσταση συνέχειας των ίδιων των μελών θα πραγματοποιηθεί στο εργοτάξιο στο έδαφος, με εσφαρές πλήρους διείδυσης και στη συνέχεια θα ανεγειρθούν προς μόρφωση του βασικού σκελετού

10.1.5.2 Κοχλιωτή Αποκατάσταση Συνέχειας

Κοχλιωτά αποφασίζεται να αποκατασταθεί η συνέχεια των οριζοντίων στοιχείων ,κυρίων-δευτερευουσών δοκών, αλλά και των ακτινικών περιμετρικών υποστυλωμάτων στην τελευταία κύρια δοκό, στις αναμονές των κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η συνέχεια του υλικού σε σημεία μακριά απο περιοχές συσσώρευσης σημαντικών τάσεων. Παράλληλα υπάρχει ειδική μέριμνα για την αρχιτεκτονική απαίτηση αισθητικής ώστε οι κοχλιώσεις να καλυφθούν με μεταλλικά καπάκια με τον τρόπο που αναφέρθηκε στην εισαγωγή .



Σχήμα 10.24 : Κρυφή κοχλιωτή αποκατάσταση συνέχειας σε αναμονή κόμβου

10.2 Ανέγερση

10.2.1 Γενικά

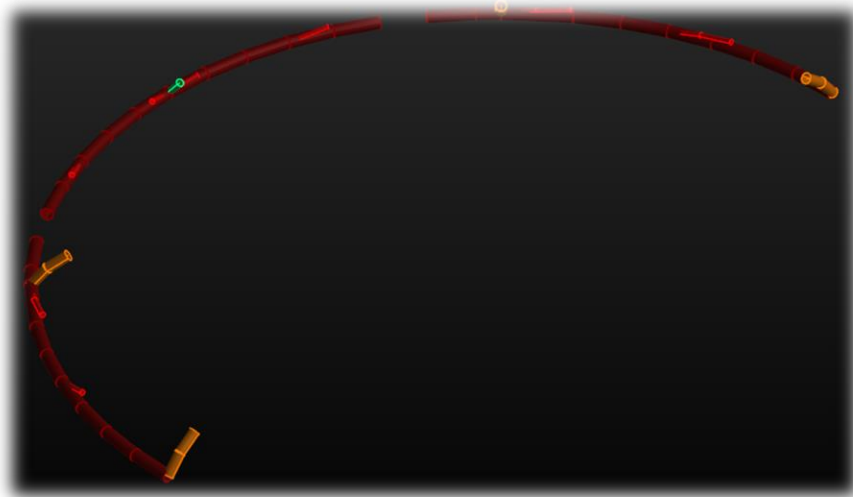
Η πορεία ανέγερσης του φορέα αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα ζητήματα στην πορεία της μελέτης ενός φορέα, αφού από το στάδιο αυτό εξαρτώνται οι μεταφορές των μελών, οι συνδέσεις, το χρονοσχήμα των εργασιών κ.λπ.

Η διαδικασία ανέγερσης όπως αναφέρθηκε και στο υποκεφάλαιο των συνδέσεων, επηρεάζει την επιλογή του τύπου των συνδέσεων. Η κατάστρωση της πορείας ανέγερσης της κατασκευής προηγείται της επιλογής του τρόπου σύνδεσης των μελών. Βασική αρχή που λήφθηκε υπόψη, αποτελεί η αποφυγή διενέργειας όσο το δυνατόν περισσότερων συγκολλήσεων στον χώρο του εργοταξίου, καθώς το έργο βρίσκεται σε αστικό περιβάλλον.

10.2.2 Προτεινόμενο Σχέδιο Ανέγερσης

Στάδιο 1^ο

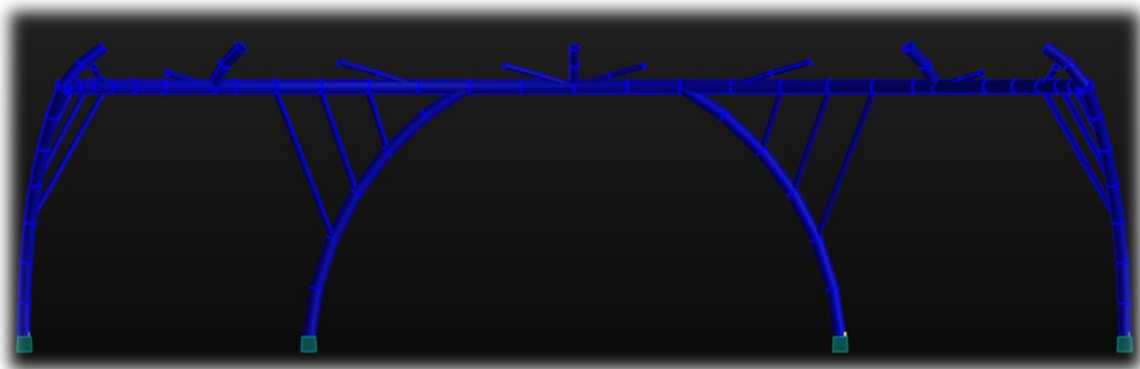
Αφού κάθε κατακόρυφο μέλος μαζί με την τελευταία κύρια δοκό έχουν διαιρεθεί σε μικρότερα τμήματα ενώ έχουν συγκολληθεί σε αυτά οι προβλεπόμενες αναμονές των κόμβων ικανού μήκους, τελικά μεταφέρονται στο εργοτάξιο αρχικά τα περιμετρικά υποστυλώματα με τις μεμονωμένες αντηρίδες όσο και η τελευταία κύρια δοκός με τους συγκολλημένους κόμβους τους.



Σχήμα 10.25 : Τελευταία κύρια δοκός με τις αναμονές των κόμβων χωρισμένη σε 3 μικρότερα τμήματα για διευκόλυνση μεταφοράς

Στάδιο 2^ο

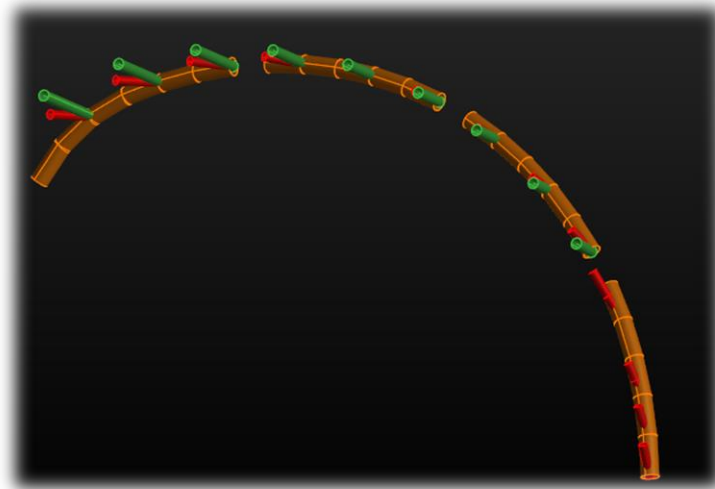
Στη συνέχεια αποκαθίστανται συγκολλητά τα επιμέρους τμήματα της κύριας δοκού στο έδαφος με εσωραφές πλήρους διείδυσης και ακολούθως ανεγείρεται μαζί με τα περιμετρικά υποστύλωματα και τις αντηρίδες. Οι στύλοι εξασφαλίζονται κοχλιωτά στις αναμονές της δοκού ενώ οι αντηρίδες αγκυρώνονται συγκολλητά στα δύο φέροντα στοιχεία σε όλες τις θέσεις τους. Σημειώνεται ότι οι περιμετρικοί στύλοι είναι πακτωμένοι στο έδαφος συνεπώς προσωρινά είναι ικανοί να φέρουν την κύρια δοκό με τις αναμονές της ως πρόβολοι.



Σχήμα 10.26 : Βασικός σκελετός ανέγερσης

Στάδιο 3^ο

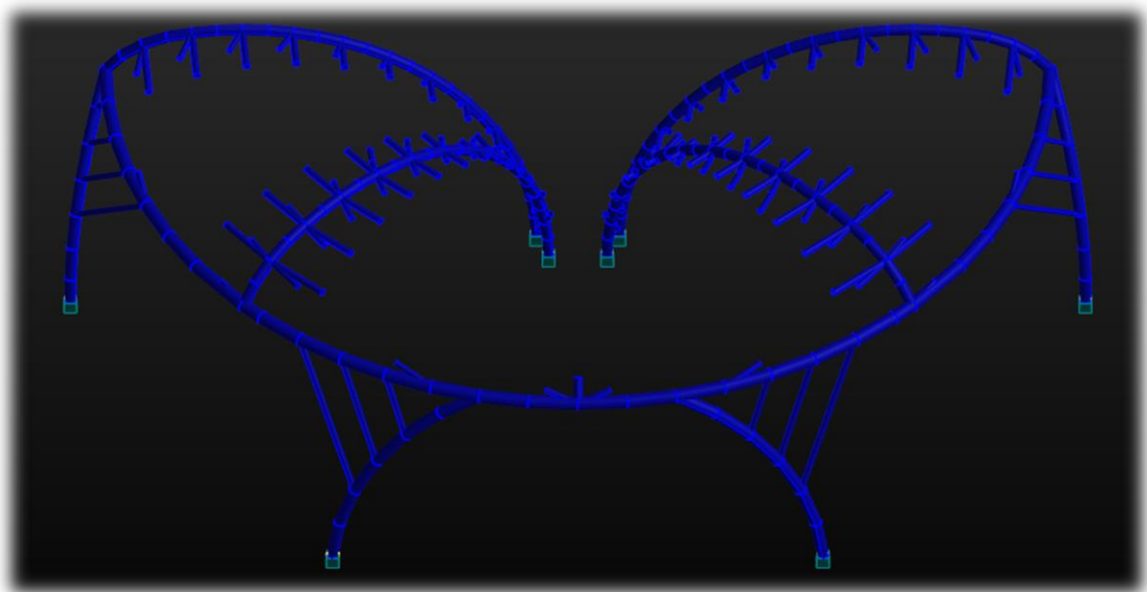
Μεταφορά όλων των επιμέρους κομματιών των ακτινικών υποστυλωμάτων με τις αναμονές των κόμβων και συγκολλητή αποκατάσταση συνέχειας των κομματιών επι τόπου στο εργοτάξιο στο έδαφος με εσωραφές πλήρους διείδυσης.



Σχήμα 10.27 : Τεμάχια ενός τυπικού ακτινικού υποστυλώματος

Στάδιο 4^ο

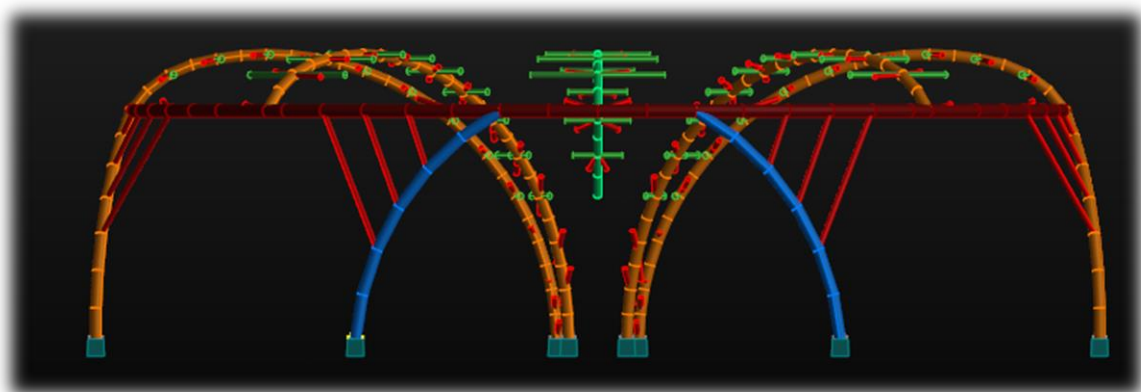
Ανέγερση ακτινικών στύλων εκτός του μεσαίου και εξασφάλισή τους με κοχλιωτή αποκατάσταση στις αναμονές της τελευταίας κύριας δοκού .



Σχήμα 10.28 : Προσθήκη ακτινικών στύλων με τις αναμονές των κόμβων στον φορέα

Στάδιο 5^ο

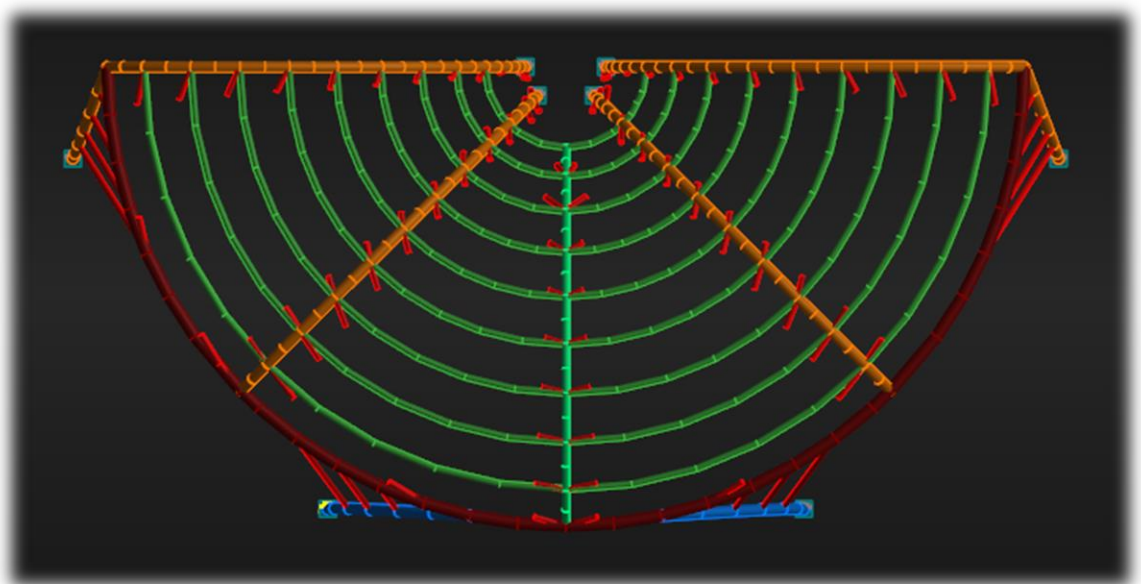
Μεταφορά μεσαίου ακτινικού στύλου και στήριξή του με δικτυωτό ικρίωμα σε όλο του το μήκος αφού δεν εδράζεται στο έδαφος.



Σχήμα 10.29 : Προσθήκη μεσαίου ακτινικού στύλου και προσωρινή υποστήριξή του σε δικτυωτό ικρίωμα

Στάδιο 6^ο

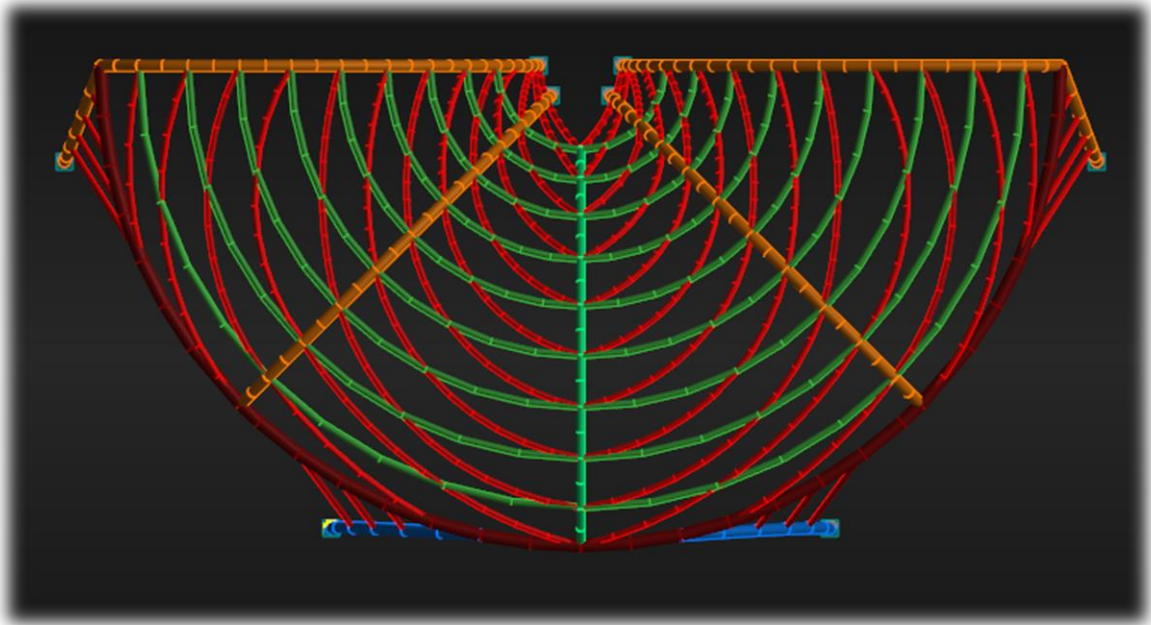
Κοχλιωτές αποκαταστάσεις κύριων δοκών στις αναμονές των κόμβων



Σχήμα 10.30 : Προσθήκη κύριων δοκών

Στάδιο 7^ο

Τελική προσθήκη των δευτερευουσών δοκών και αφαίρεση ικριώματος μεσαίου ακτινικού στύλου



Σχήμα 10.31 : Τελική προσθήκη δευτερευουσών δοκών

11 Σχεδιαστική Απεικόνιση και Φωτορεαλισμός

11.1 Γενικά

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο πρόκειται να παρουσιαστούν μερικά σχέδια και απεικονίσεις του έργου καθώς και φωτορεαλιστικές εικόνες αυτού για την καλύτερη κατανόηση του στο χώρο.

Ως φωτορεαλισμό θα μπορούσαμε να ορίσουμε την τρισδιάστατη απεικόνιση κατασκευών ή άλλων σχεδιαστικών αντικειμένων με την βοήθεια του ηλεκτρονικού υπολογιστή με πιστή αναπαράσταση των υλικών, των χρωμάτων και του φωτισμού βάσει των δισδιάστατων σχεδίων του αντικειμένου. Οι φωτορεαλιστικές απεικονίσεις είναι πλέον απαραίτητες στην σημερινή εποχή για τον αρχιτέκτονα, πολιτικό μηχανικό, σχεδιαστή, διακοσμητή και ιδιώτη καθώς σε αντίθεση με την παραδοσιακή κατασκευή μακετών, πλέον χρησιμοποιούνται εξελιγμένα 3d λογισμικά ικανά να διαμορφώνουν μια πληρέστερη άποψη της υπό κατασκευή οικοδομής ακόμα και από τα πολύ αρχικά της στάδια.

Η διαδικασία του “rendering” παρέχει στον σχεδιαστή την δυνατότητα να κατανοεί και κατ’επέκταση να βελτιώνει τον σχεδιασμό ενός υπό μελέτη έργου. Παράλληλα δίνει την ευκαιρία στους μελλοντικούς ενδιαφερόμενους ή εμπλεκόμενους να έχουν μια πλήρη Σχήμα για το αποτέλεσμα της κατασκευής αλλά και πως αυτή αλληλεπιδρά με το περιβάλλον στο οποίο εντάσσεται ή πρόκειται να προσαρμοστεί. Έτσι με αυτόν τον τρόπο η επέμβαση του ενδιαφερόμενου είναι πιο στοχευμένη πράγμα που βελτιώνει την συνεργασία του σχεδιαστή με τον Κύριο του Έργου.

Οι φωτορεαλιστικές εικόνες είναι απεικονίσεις της αναπαράστασης του ψηφιακού μοντέλου με πληροφορίες υλικών και φωτισμού. Προκύπτουν από πολύπλοκη διαδικασία υπολογισμών, της φωτορεαλιστικής απεικόνισης ή rendering, και γίνεται με χρήση ειδικών αλγορίθμων από το λογισμικό. Φωτορεαλιστικές απεικονίσεις μπορεί να είναι όλα τα είδη προβολής του ψηφιακού μοντέλου.

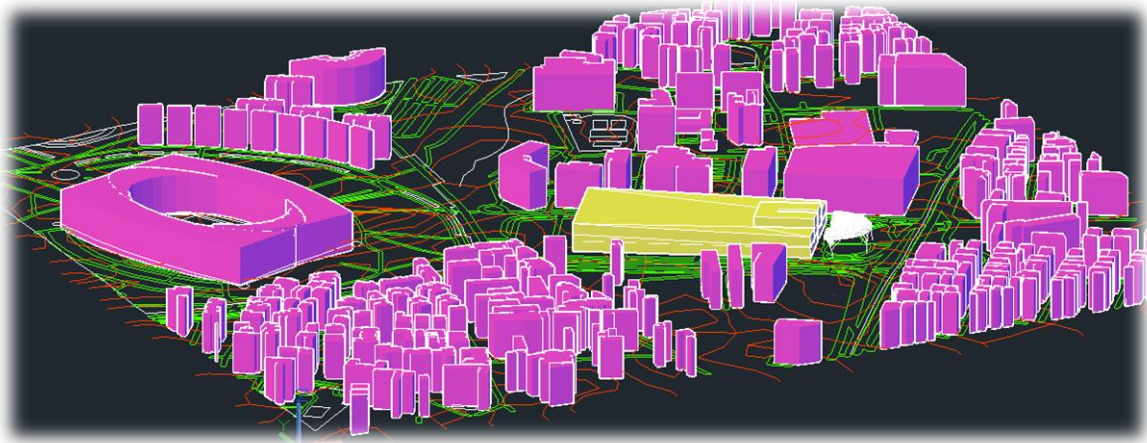
Στόχος λοιπόν του παρόντος κεφαλαίου είναι να περιγραφεί η διαδικασία επεξεργασίας μιας rendered εικόνας από τα πρώιμα στάδια του σχεδίου ενός CAD προγράμματος έως το τελικό production με άμεση εφαρμογή στον υπό μελέτη φορέα του στεγάστρου.



Σχήμα 11.1 : Rendered Εικόνες / Αριστερά φαίνεται το εσωτερικό των κεντρικών Sharjah στα Ηνωμένα Αραβικά Εμιράτα / Δεξιά η Φιλαρμονική αίθουσα συναυλιών στο Yeakaterinburg, στη Ρωσία

11.2 Απεικόνιση

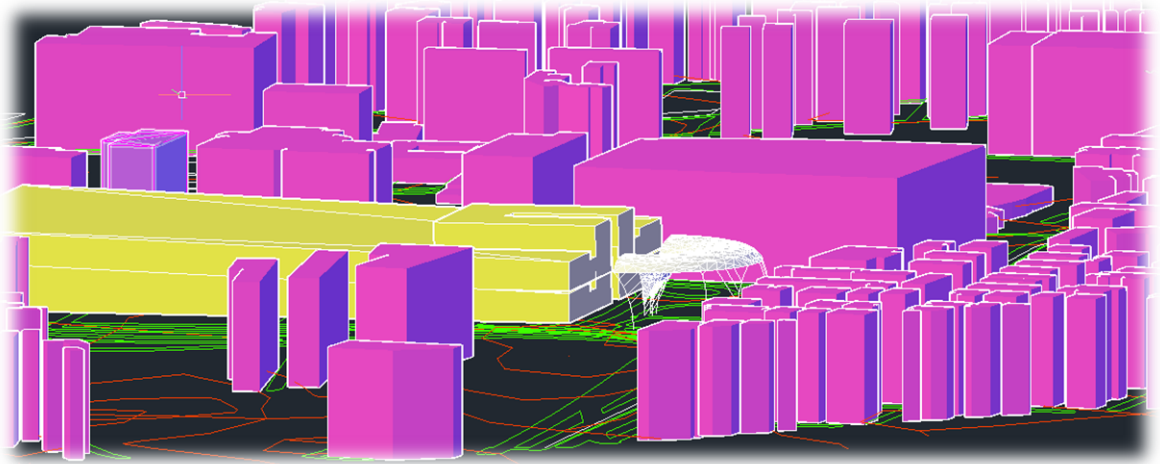
Στις εικόνες 11.2 ~ 11.4 παρουσιάζεται μια τρισδιάστατη CAD απεικόνιση του στεγάστρου σε σχέση με την τοποθεσία του. Οι κόκκινες γραμμές απεικονίζουν τις ισοψείς του εδάφους, ενώ οι πράσινες το οδικό δίκτυο της περιοχής. Με μώβ φαίνονται τα κτίρια σαν όγκοι με εξαίρεση το κίτρινο που είναι το εμπορικό κέντρο, ενώ το άσπρο αντικείμενο αποτελεί το υπό μελέτη στέγαστρο.



Σχήμα 11.2 : Όψη 1-Χωροθέτηση προσομοιώματος σε σχέση με τις γειτονικές κατασκευές



Σχήμα 11.3 : Όψη 2-Χωροθέτηση προσομοιώματος σε σχέση με τις γειτονικές κατασκευές



Σχήμα 11.4 : Όψη 3-Χωροθέτηση προσομοιώματος σε σχέση με τις γειτονικές κατασκευές

11.3 Φωτορεαλισμός-Rendering

11.3.1 Γενικά

Δυστυχώς ή ευτυχώς, όπως και στους περισσότερους τομείς όπου η εξειδίκευση έχει φτάσει σε επίπεδο όπου ο ανταγωνισμός συνεργάζεται αναλογικά με την γνώση, έτσι και στο κομμάτι της απεικόνισης υπάρχει μια πληθώρα επιλογών όπου κάθε σχεδιαστής καλείται να προτιμήσει. Ένας από τους βασικότερους παράγοντες της επιλογής αυτής είναι το κόστος. Η τιμή των λογισμικών και των μηχανών επεξεργασίας εικόνας έχει φτάσει στα ύψη, περιορίζοντας έτσι πολλούς χρήστες και σχεδιαστές στα αρχικά στάδια της διαδικασίας. Επιπλέον, οι δυνατότητες που οφείλει να έχει ένας υπολογιστής για να υποστηρίξει αξιοπρεπώς μια τρισδιάστατη απεικόνιση και έναν φωτορεαλισμό ενός έργου, είναι ασυνήθιστα υψηλές.

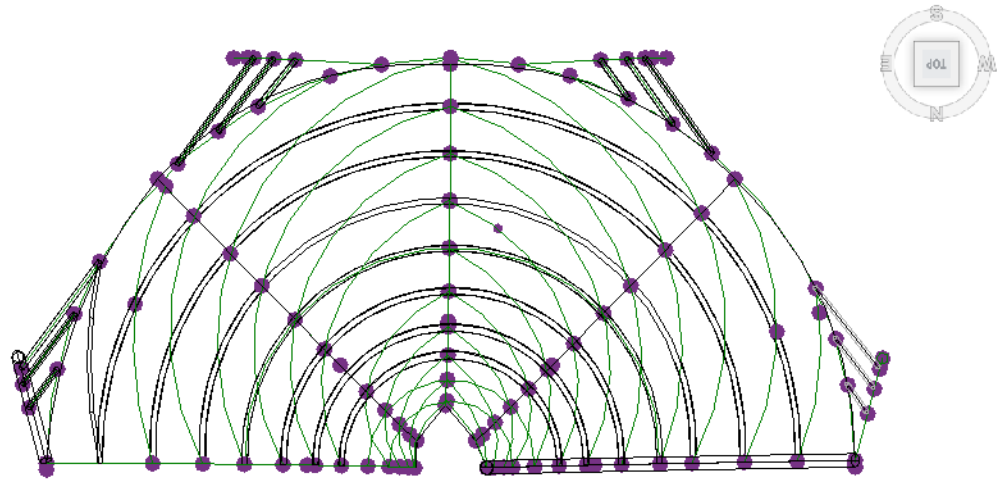
Η διαδικασία της φωτορεαλιστικής απεικόνισης στην παρούσα μελέτη χωρίζεται σε 2 μέρη, στο production (παραγωγή) όπου λαμβάνουν χώρα η δισδιάστατη και τρισδιάστατη απεικόνιση του έργου καθώς και ένα πρόχειρο rendering σε κάποιες περιπτώσεις (αυτό εξαρτάται με ποιόν τρόπο θα συνεχίσει ο σχεδιαστής) και το postproduction (μετά την παραγωγή) στο οποίο αφού έχει εξαχθεί ένα χωρικό μοντέλο ξεκινά η διαδικασία δημιουργίας μιας εικόνας που αγγίζει τα όρια του ρεαλισμού.



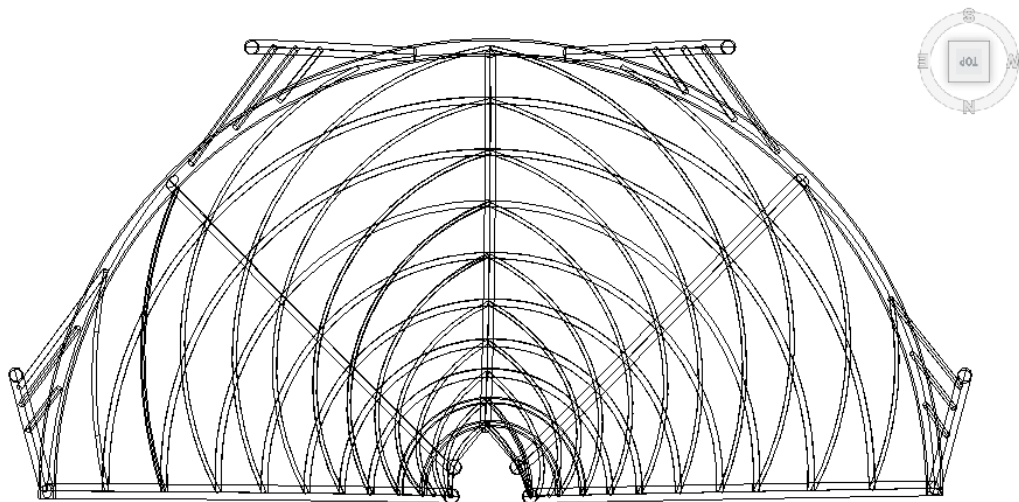
Σχήμα 11.5 : Αριστερά ελεύθερο σχέδιο στο χέρι/Δεξιά rendered Σχήμα

11.3.2 Production

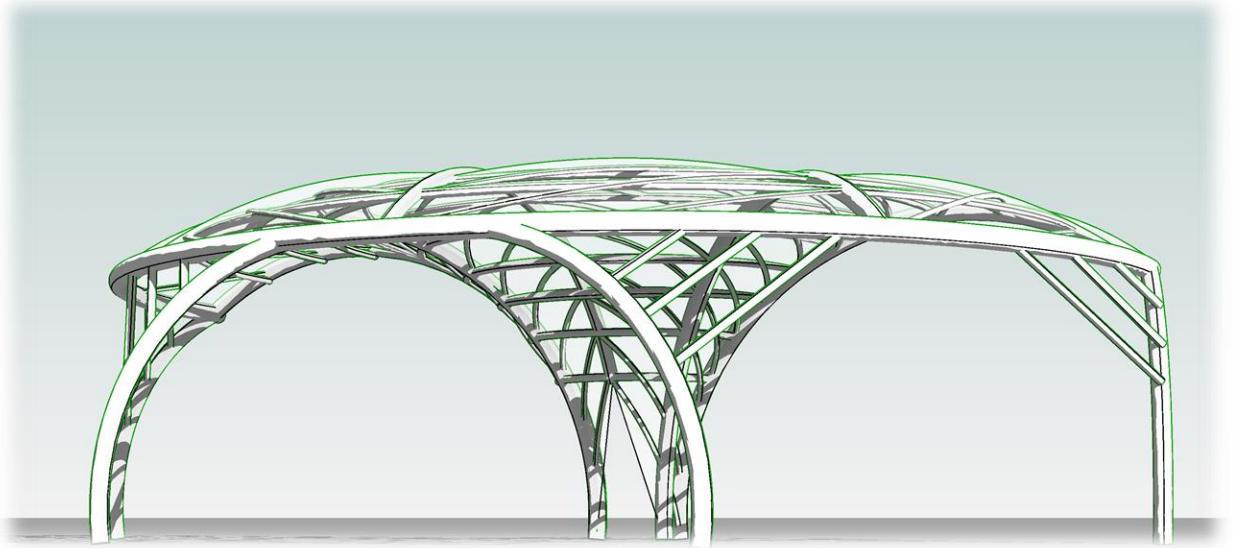
Στο στάδιο αυτό αποτυπώνεται γραμμικά η σύλληψη της δομής του φορέα που πρόκειται να μελετηθεί, σε τρισδιάστατο προσομοίωμα με όλες τις απαραίτητες πληροφορίες. Στο υπό μελέτη έργο το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε είναι το Revit της Autodesk.



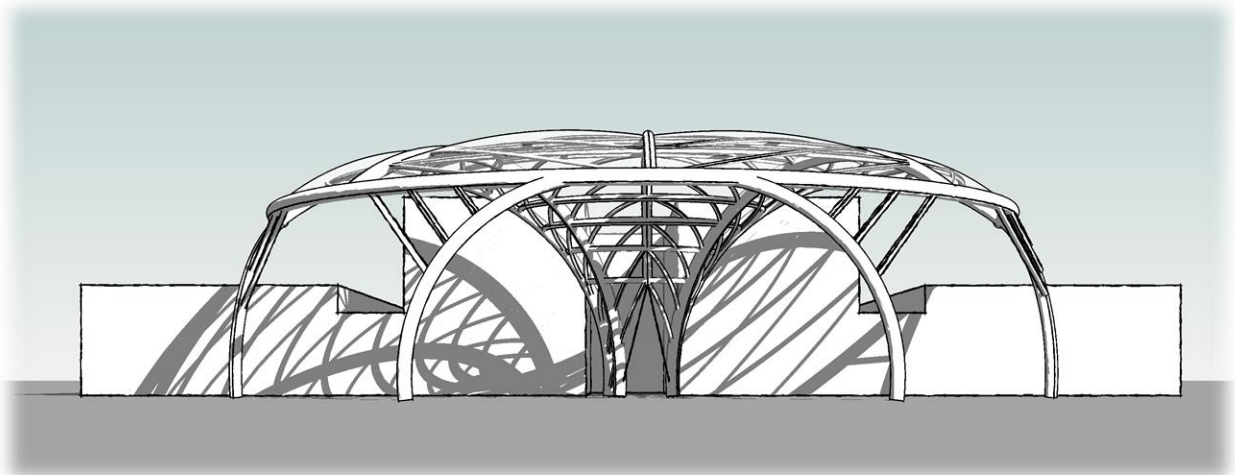
Σχήμα 11.6 : Γραμμικό 3D προσομοίωμα



Σχήμα 11.7 : Προσθήκη όγκων και υλικού στα γραμμικά στοιχεία



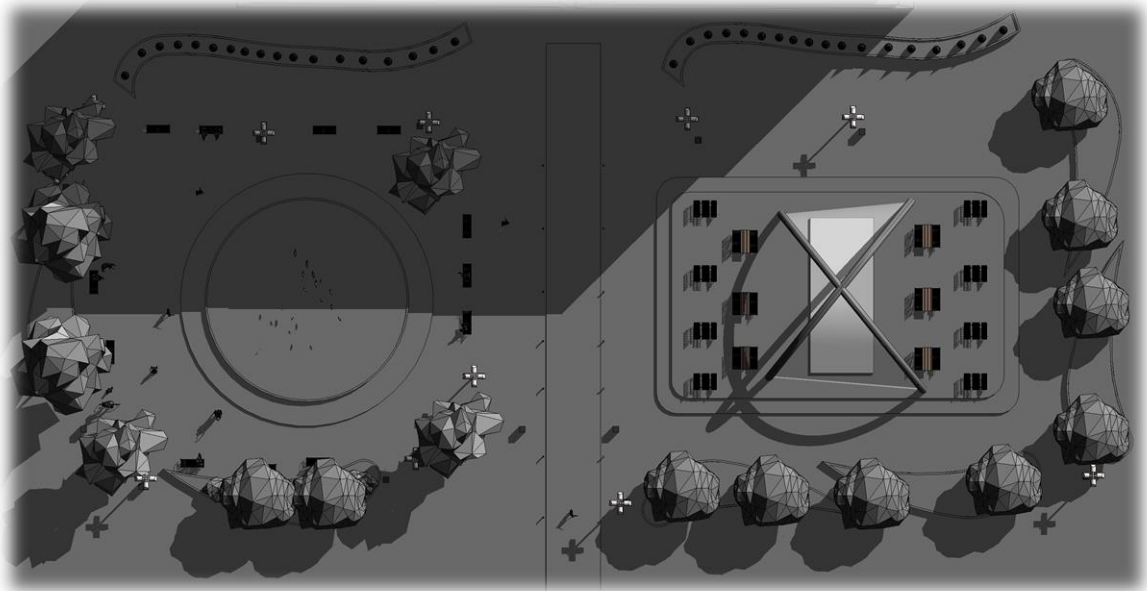
Σχήμα 11.8 : Όψη προσομοιώματος με όγκους και υλικά



Σχήμα 11.9 : Πρόσοψη προσομοιώματος με τον όγκο του εμπορικού κέντρου απο πίσω

11.3.3 Post Production

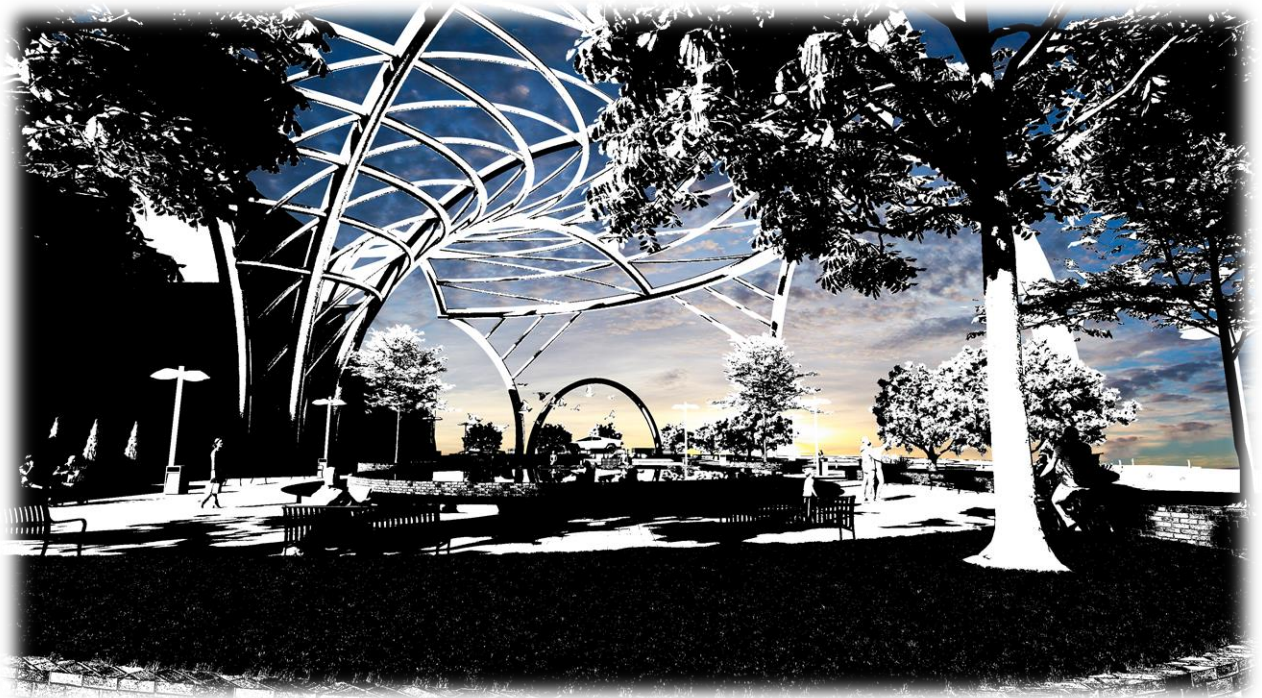
Στο σημείο αυτό, αφού ο φορέας έχει αποτυπωθεί με ακρίβεια στον χώρο, ακολουθεί η προσομοίωση του περιβάλλοντα χώρου και πως ο φορέας προσαρμόζεται σε αυτόν. Οι εικόνες που ακολουθούν αποτελούν προϊόντα επεξεργασίας απο real time rendering engines και τελικά Photoshop



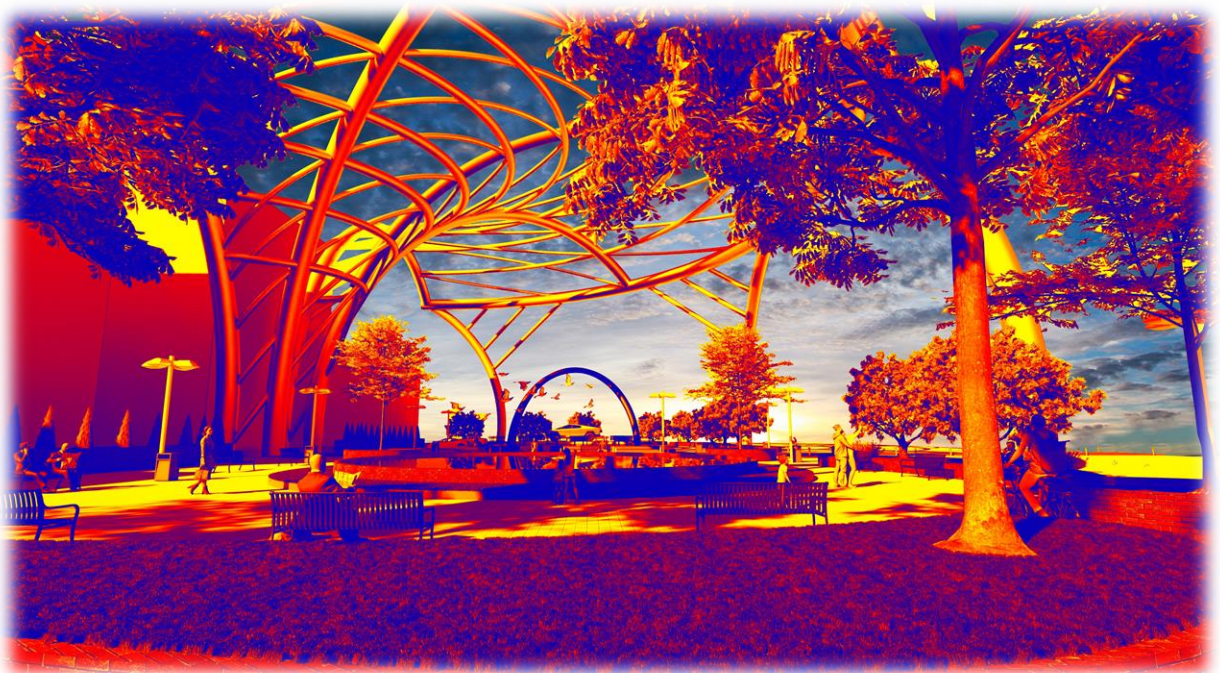
Σχήμα 11.10 : Κάτοψη περιβάλλοντα χώρου χωρίς το στέγαστρο



Σχήμα 11.11 : Κάτοψη περιβάλλοντα χώρου με το στέγαστρο



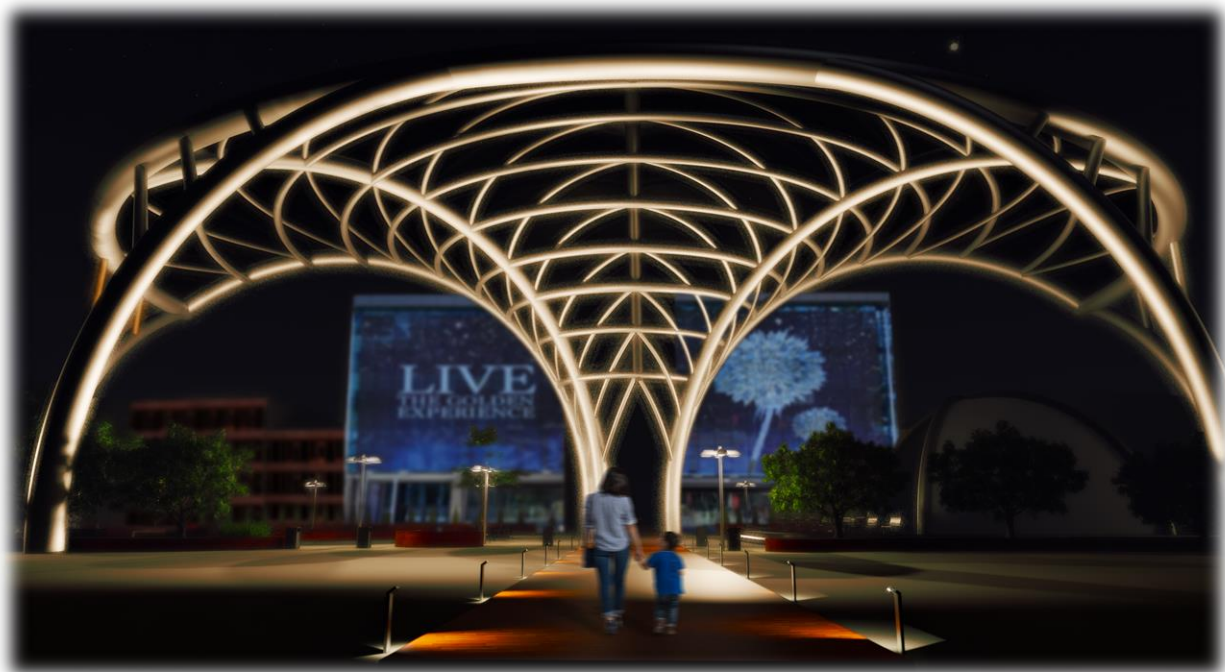
Σχήμα 11.12 : Rendered όψη-1 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου



Σχήμα 11.13 : Rendered όψη-2 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου



Σχήμα 11.14 : Rendered (focused) όψη-3 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου



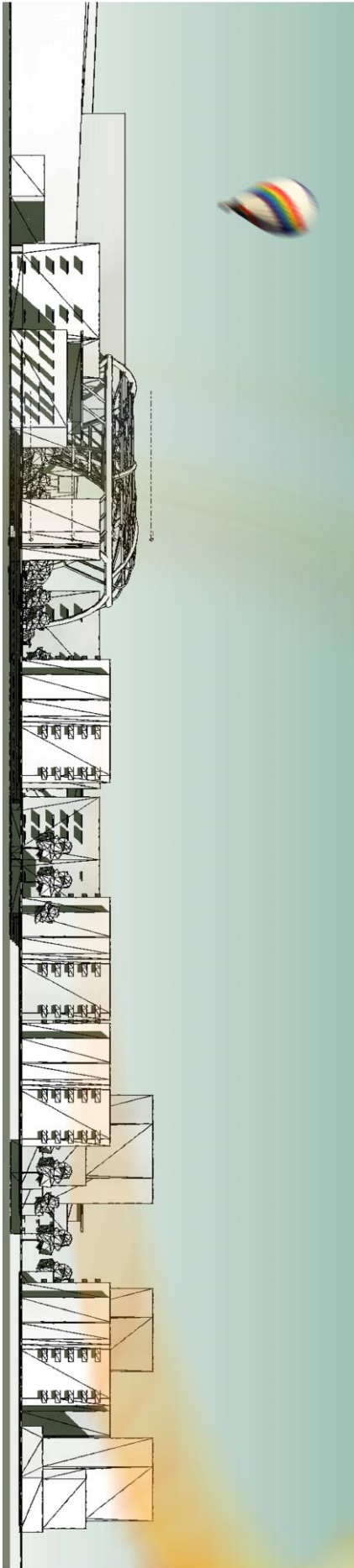
Σχήμα 11.15 : Rendered νυχτερινή (πρόσοψη) όψη-4 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου

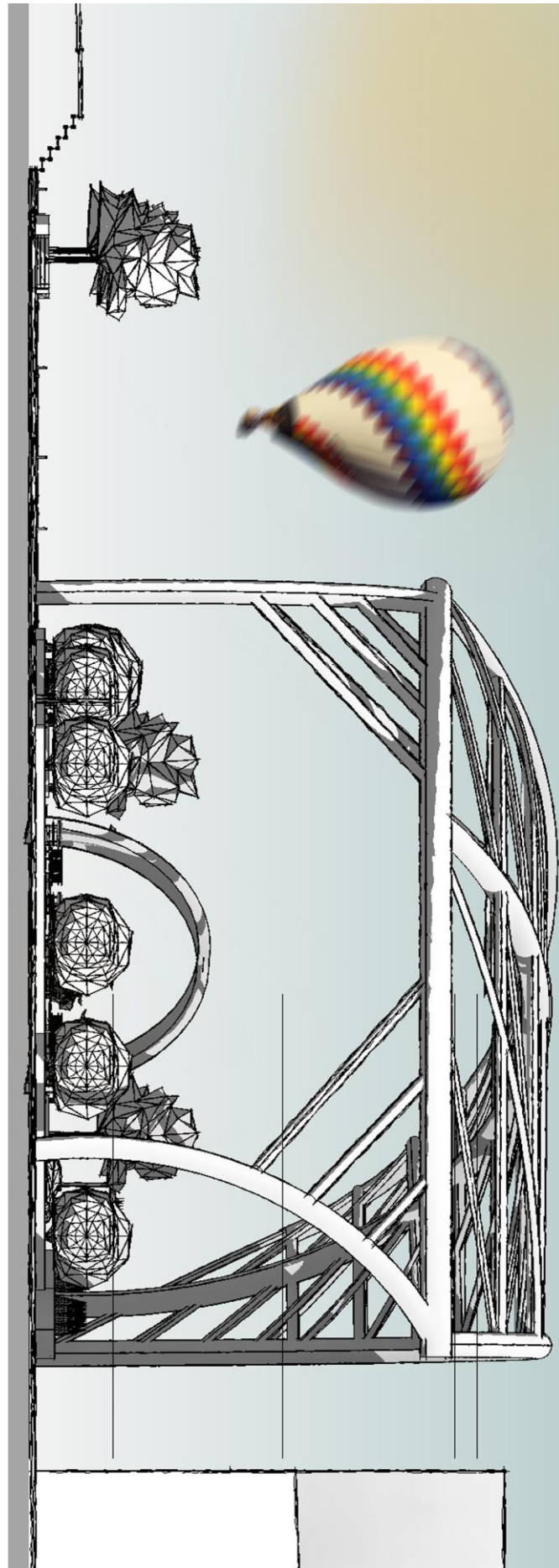


Σχήμα 11.16 : Rendered νυχτερινή όψη-5 απο μπαλκόνι γειτονικού κτιρίου

Επιπρόσθετα, δίνεται η δυνατότητα μέσω του real-time rendering λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε, με την χρήση Virtual Reality Headsets, ο χρήστης να περιηγηθεί ο ίδιος σε ένα εικονικό περιβάλλον που έχει δημιουργηθεί απο τον σχεδιαστή, στην προκειμένη περίπτωση στον προαύλιο χώρο του Golden Hall.







12 Συμπεράσματα

12.1 Συνολικά

Τα αποτελέσματα της μελέτης του στεγάστρου υποδηλώνουν το γεγονός ότι ο φορέας δεν είναι ευαίσθητος στις παραμορφώσεις παρ' όλο που υπήρχε αυτή η υποψία στην αρχή. Με το δυσμενέστερο a_{cr} να ισούται με 35 τα φαινόμενα 2^{ας} τάξης μπορούν να αμεληθούν και η διαστασιολόγηση να πραγματοποιηθεί με τα πρωτογενή εντατικά μεγέθη. Συμπαιρνούμε λοιπόν, ότι τα καμπύλα μέλη όντως λειτουργούν σαν τόξα με αυτή την διαμόρφωση, παραλαμβάνοντας και αξονικές εντάσεις λόγω της κλίσης τους στον χώρο ενώ δεν κρίθηκε απαραίτητο να ληφθούν υπόψη οι παραμένουσες τάσεις λόγω καμπύλωσης καθώς και ούτε να απομειωθεί το όριο διαρροής του χάλυβα λόγω εκτός επιπέδου κάμψης των πελμάτων των διατομών. Η πάκτωση των υποστυλωμάτων στο έδαφος καταπονεί ιδιαίτερα την θεμελίωση αλλά ταυτόχρονα ανακουφίζει την ανωδομή, ενώ η επιλογή χάλυβα ποιότητας S275 καθιστά την κατασκευή αρκετά δύσκαμπτη χωρίς να αυξάνει σημαντικά το ίδιο βάρος με αποτέλεσμα να αποκρίνεται καλύτερα σε δυναμικές φορτίσεις που μπορεί να αποβούν κρίσιμες για αυτήν.

12.2 Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση – βελτίωση της κατασκευής

- Λόγω του ότι ο συγκεκριμένος φορέας περιορίζεται από την αρχιτεκτονική αισθητική, θα μπορούσε να σχεδιασθεί έχοντας ανάγκη λιγότερα υποστυλώματα έως και κανένα τελικά. Ο τρόπος με τον οποίο θα μπορούσε να επιτευχθεί αυτό είναι το στέγαστρο να σχεδιασθεί αντί για ημικυκλικό, κυκλικό και το στατικό του σύστημα να είναι αυτό του Εφελκυσμένου-Θλιβόμενου Δακτυλίου, με την προσθήκη δικτυώματος επαρκούς στατικού ύψους στην τελευταία κύρια δοκό.
- Οι συνδέσεις των στηρίξεων, θα μπορούσαν να προταθούν ως σύμμικτες. Μέχρι ένα σημείο στην βάση του, το μέλος θα μπορούσε να είναι εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα και να συνδέεται άμεσα με το πέδιλο της θεμελίωσης. Με αυτό τον τρόπο η μεταφορά των εντάσεων στην θεμελίωση θα γινόταν σε φάσεις με αποτέλεσμα να είναι πιο ομαλή η διανομή των τάσεων στο έδαφος.
- Σε μια προχωρημένη μελέτη, η δυναμική ανάλυση του ανέμου για τον συγκεκριμένο φορέα, ίσως κρίνονταν αναγκαία. Λόγω της ακανόνιστης δομής του οι ανεμοπιέσεις θα μπορούσαν να πυροδοτήσουν ταλαντώσεις με αποτέλεσμα σε κάποιες περιπτώσεις, αυτές να αποκτήσουν την ίδια συχνότητα με αυτή της κατασκευής και να επέλθει συντονισμός. Αυτό θα είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση του φορέα. Παρ' όλα αυτά, η υπολογιστική ρευστοδυναμική έδειξε ότι οι ανεμοπιέσεις δεν αποτελούν κρίσιμο φορτίο. Το γεγονός αυτό μπορεί να δικαιολογηθεί λόγω του αεροδυναμικού του σχήματος, καθώς και του χαμηλού συντελεστή σχήματος επιρροής των άκρων των αμιγώς κυκλικών κυλινδρικών διατομών.

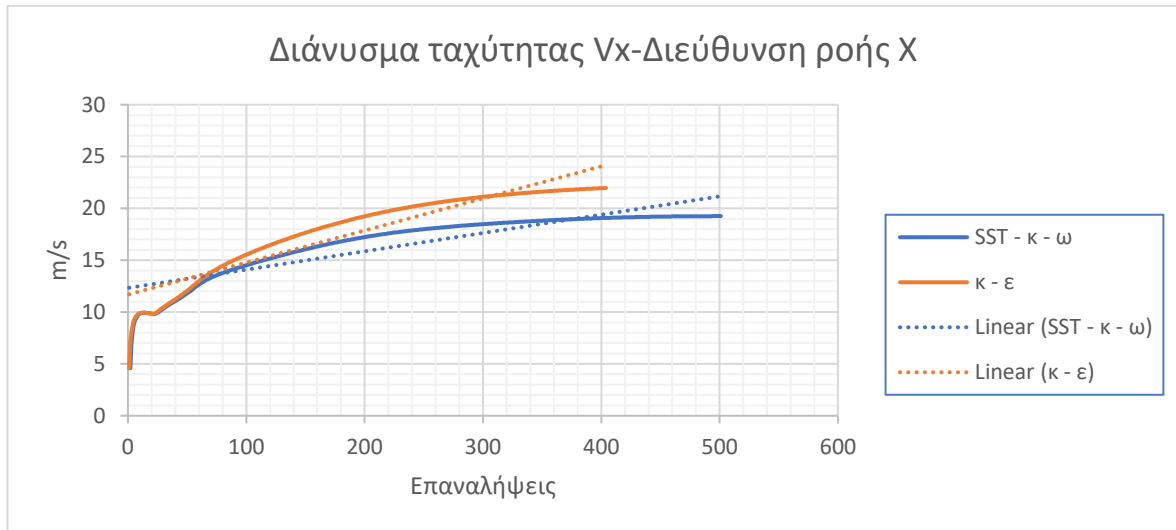
13 Πηγές-Βιβλιογραφία

1. King C.M., Brown D.G. (2001) «Desing of Curved Steel» The Steel Construction Institute, Publication P281
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). «Σχεδιασμός Συμμίκτων Γεφυρών απο Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Spooenberg, R.C. (2011) «Structural Properties and Out of Plane Stability of Roller Bent Steel Arches», Technische Universiteit Eindhoven
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Bjorn Andersson, Gustaf Larsson (2014) Master's Dissertation «Verification of Buckling Analysis for Glulam Arches», Lund University Sweeden
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ. (2014) : «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
8. Τρέζος Κ.: «Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων», Αθήνα (2011)
9. Παπανικολάου Π.: «Στοιχεία μηχανικής των ρευστών – σημειώσεις μαθήματος», Αθήνα, (2010)
10. Γιάννης Ν. Ψυχάρης (2015) «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας» Τεύχος 1, Αθήνα, Ε.Μ.Π.
11. Γιάννης Ν. Ψυχάρης (2016) «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας» Τεύχος 2, Αθήνα, Ε.Μ.Π.
12. Evaluation of Different Turbulence Models in Determining Wind Loads on Tall Buildings (2018) Conference Paper
13. Biao Li (2015) Evaluation of CFD Simulation Using Various Turbulence Models in Determining Wind Loads on Tall Buildings, Procedia Engineering
14. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
15. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
16. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
17. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
18. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
19. Μαργιώλας Θ. (2017) Διπλωματική Εργασία «Σχεδιασμός στεγάστρου σταδίου με το σύστημα θλιβόμενων-εφελκυόμενων δακτυλίων»
20. Θεμιστοκλής Γ. Β. (2018) Διπλωματική Εργασία «Σχεδιασμός Κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης από μεταλλικό κυλινδρικό στέγαστρο»
21. Θεόδοτος Α. Χ. Π. Ι. Α. (2014) Διπλωματική Εργασία «Σχεδιασμός Οδικής Τοξωτής Μεταλλικής Γέφυρας»
22. Ζαχαρίου Δ. Μ. (2015) Διπλωματική Εργασία «Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με δίδυμους πυλώνες»

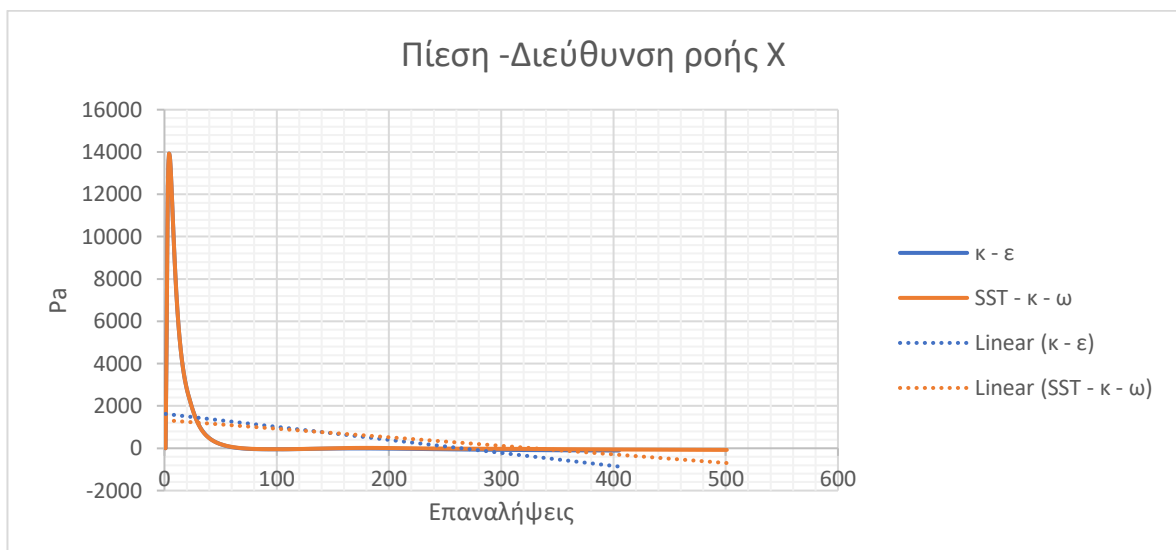
Παράρτημα Α : Σύγκριση Μοντέλων Τύρβης

Όπως αναφέρεται και στο Κεφάλαιο 5 “Προσομοίωση Ροής Ανέμου σε Λογισμικό Υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής” το μοντέλο τύρβης που επιλέχθηκε για τις φορτίσεις του ανέμου είναι το Standard k-ε. Παρ’ όλα αυτά, για λόγους σύγκρισης, πραγματοποιήθηκε και με το SST k-ω, μοντέλο που δεν έχει περιορισμό στον αριθμό Reynolds όπως το standard k-ε.

Διεύθυνση Ροής X

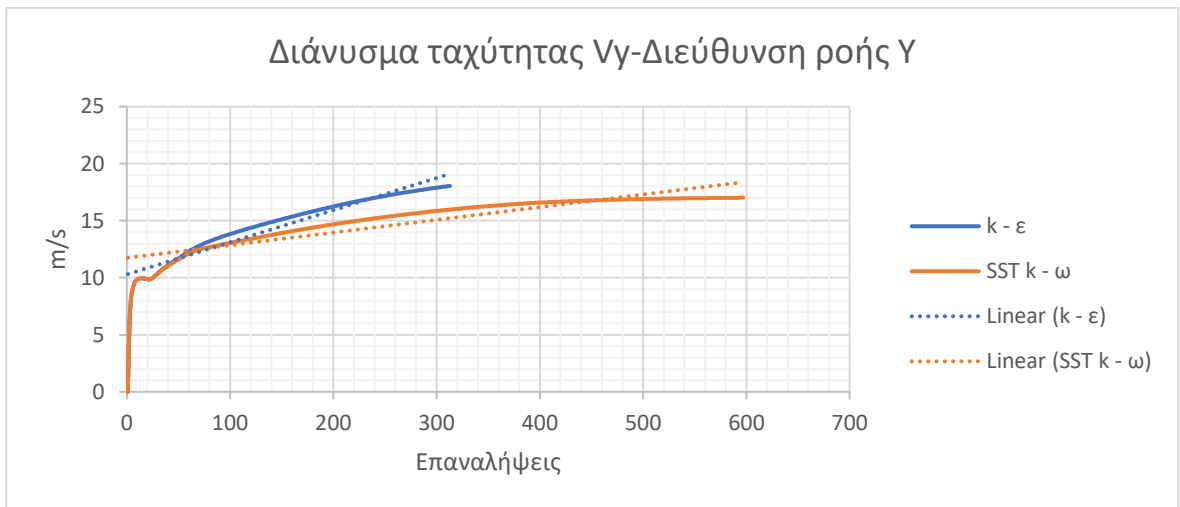


Σύγκριση ταχυτήτων μοντέλων

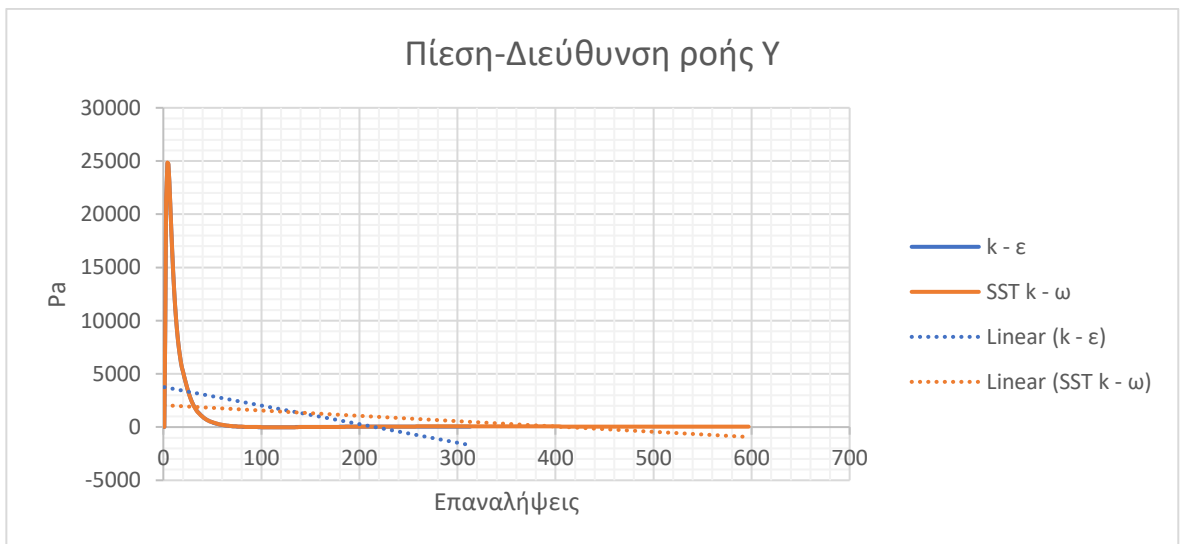


Σύγκριση πίεσης μοντέλων

Διεύθυνση Ροής Y



Σύγκριση ταχυτήτων μοντέλων



Σύγκριση πίεσης μοντέλων

Συμπαιρένουμε λοιπόν ότι η συμπεριφορά των δύο μοντέλων τύρβης μοιάζει αρκετά. Το SST k - ω ίσως είναι λίγο ευμενέστερο για την κατασκευή σε σχέση με το k-ε. Επίσης συνολικά το SST k-ω χρειάζεται περισσότερες επαναλήψεις (περίπου 250 έξτρα σε κάθε διεύθυνση) έως ότου τα μεγέθη να συγκλίνουν.

Παρ' όλα αυτά σε μια ακριβέστερη ανάλυση, με υπολογιστικό μέσο που να μπορεί να υποστηρίξει και να "τρέξει" πολύ μεγαλύτερο αριθμό πεπερασμένων στοιχείων, τα αποτελέσματα είναι πολύ πιθανό να παρουσιάσουν διαφορές.

Παράρτημα Β : Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 2.1: Καμπύλο Δικτύωμα Οροφής απο Χυτοσίδηρο.....	12
Σχήμα 2.2 : Καμπύλος σφυρήλατος σίδηρος με διακοσμητικές προσθήκες από χυτοσίδηρο	13
Σχήμα 2.3 : Κάμψη σε τρία σημεία (Three point Bending)	13
Σχήμα 2.4 : Η διάταξη με τα επιπλέον κύλιστρα για την αποτροπή λυγισμού του κορμού	14
Σχήμα 2.5 : Καμπύλωση ανοιχτής διατομής στην οποία φαίνονται τα επιπλέον κύλιστρα για την αποτροπή λυγισμού του κορμού.	14
Σχήμα 2.6 : Καμπύλες Μεταλλικές Στηρίξεις για την Κάλυψη πεζογέφυρας	15
Σχήμα 2.7 : Καμπύλη Οροφή σε Εμπορικό Κέντρο.....	15
Σχήμα 2.8 : Τάση και παραμόρφωση κατά τη διέλευση απο τα τύμπανα καμπύλωσης	16
Σχήμα 2.9 : Τάσεις απο κάμψη, απο ροπή επαναφοράς και παραμένουσες τάσεις	17
Σχήμα 2.10 : Καμπυλωμένη Ι διατομή που αντιστέκεται σε καμπτική ροπή.....	19
Σχήμα 2.11 : Λωρίδα από καμπυλωμένη Ι διατομή.....	19
Σχήμα 2.12 : Εκτός επιπέδου κάμψη των πελμάτων.....	19
Σχήμα 2.13 : Δημιουργία τάσης λόγω εκτός επιπέδου κάμψης	20
Σχήμα 2.14 : Εκτός επιπέδου τάσεις στα πέλατα	21
Σχήμα 2.15 : Οβαλοποίηση κοίλης κυκλικής διατομής υπό την ένταση καμπτικής ροπής	21
Σχήμα 2.16 : Ευθύγραμμα τμήματα που σχηματίζουν το καμπύλος μέλος AB.....	23
Σχήμα 2.17 : Προσομοίωση δικτυωτής χορδής απο ευθύγραμμα μέλη και επισήμανση αποστάσεων.....	23
Σχήμα 2.18 : Πρόσθετη δρώσα ροπή λόγω απόστασης ευθύγραμμου μέλους απο καμπύλωση.....	24
Σχήμα 2.19 : Απλή εκτίμηση πρόσθετων ροπών σε συνεχόμενη χορδή	24
Σχήμα 2.20 : Ακριβέστερη προσέγγιση διανομής πρόσθετων ροπών σε συνεχόμενη χορδή	24
Σχήμα 2.21 : Multihalle Mannheim απο τον Frei Otto, 1975.....	26
Σχήμα 2.22 : Άνοψη στεγάστρου σταθμού του μετρό King’s Cross στο Λονδίνο	27
Σχήμα 2.23 : Όψη στεγάστρου στον σταθμό του μετρό King’s Cross στο Λονδίνο	27
Σχήμα 2.24 : Chadstone Shopping Centre, Μελβούρνη, Αυστραλία.....	28
Σχήμα 2.25 : Σταθμός Chary Wharf, Αγγλία, Λονδίνο	28
Σχήμα 2.26 : Carioc Wave, Ρίο ντε Τζανέιρο, Βραζιλία	29
Σχήμα 2.27 : Ινστιτούτο Ειρήνης, Ουάσινγκτον, Η.Π.Α.....	29
Σχήμα 3.1 : Κάτοψη Εμπορικού Κέντρου και Γειτονικών Κατασκευών.....	30
Σχήμα 3.2 : Αξονομετρική όψη Εμπορικού Κέντρου και Γειτονικών Κατασκευών	31
Σχήμα 3.3 : Επιφάνεια Κάλυψης του Στεγάστρου	31
Σχήμα 3.4 : Κοίλες διατομές	35
Σχήμα 3.5 : Δομικό γυαλί της εταιρείας Steele ως σκαλί.....	36
Σχήμα 4.1 : Επιβαλλόμενα φορτία κατά την διάρκεια εργασιών	40
Σχήμα 4.2 : Συνιστώσες θερμοκρασιακών μεταβολών	41
Σχήμα 4.3 : Χάρτης μεγίστων θερμοκρασιών υπό σκιά απο το Εθνικό Προσάρτημα..	43
Σχήμα 4.4 : Χάρτης ελαχίστων θερμοκρασιών υπό σκιά απο το Εθνικό Προσάρτημα	43
Σχήμα 4.5 : Απροειδοποίητη Αστοχία Στέγης Αγοράς στην Μόσχα λόγω φορτίων χιονιού, με αποτέλεσμα 61 άτομα να χάσουν την ζωή τους.	44
Σχήμα 4.6 : Τιμές συντελεστή Σχήματος με βάση την κλίση	46
Σχήμα 4.7 : Σχήμα περιόδου επαναφοράς-λόγου s_n/s_k	48

Σχήμα 4.8 : Τοποθεσία φορέα στεγάστρου	49
Σχήμα 4.9 : Επιλεχθήσα τιμή	49
Σχήμα 4.10 : Κατάρρευση Στέγης Γηπέδου της Ομάδας Alkmaar λόγω δυνατών ριπών ανέμου	52
Σχήμα 4.11 : Στιγμιότυπο Τυρβώδους Ροής.....	53
Σχήμα 4.12 : Φαίνονται οι τρεις φάσεις που περνά ο αέρας, ξεκινά ως στρωτή ροή συνεχίζει στην μεταβατική περιοχή όπου αυξάνεται ο Re όπου τελικά μετατρέπεται σε τυρβώδη ροή δημιουργώντας στροβιλισμό	54
Σχήμα 4.13 : Δίνες γύρω από μια ορθογωνική κατασκευή	55
Σχήμα 4.14 : Φαινόμενο Vortex Shedding	55
Σχήμα 4.15 : Δοκιμή αεροδυναμικής σήραγγας για λογαριασμό διεθνούς σταδίου της Τζακάρτα	56
Σχήμα 4.16 : Προσομοίωση ροής ανέμου στον κέντρο του Manhattan στις Η.Π.Α.	57
Σχήμα 4.17 : Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b	61
Σχήμα 4.18 : Ορισμός μεγεθών A , A_c	62
Σχήμα 4.19 : Συντελεστής επίδρασης ροής άκρων.....	62
Σχήμα 4.20 : Επιλεχθήσα τιμή συντελεστή έκθεσης για κεφαλή και πόδα υποστύλωματος	64
Σχήμα 4.21 : Αναπαράσταση σεισμικής δόνησης	68
Σχήμα 4.22 : Ελαστικό φάσμα και φάσμα σχεδιασμού	69
Σχήμα 4.23 : Χαρτης ζωνών σεισμικής επικδυνότητας στην Ελλάδα.....	71
Σχήμα 5.1 : Διαστάσεις τούνελ προσομοίωσης	75
Σχήμα 5.2 : Επεξήγηση προσήνεμης(windward) και υπήνεμης (leeward) πλευράς απο ένα σημείο αναφοράς (point of reference)	75
Σχήμα 5.3 : Φορέας στεγάστρου σε περιβάλλον Revit χωρίς επιφάνειες επικάλυψης .	76
Σχήμα 5.4 : Φορέας στεγάστρου σε περιβάλλον Revit με επιφάνειες επικάλυψης.....	77
Σχήμα 5.5 : Κτίρια στέγασης εμπορικού κεντρου	77
Σχήμα 5.6 : Επιλογή Υλικού κάθε επιφάνειας.....	78
Σχήμα 5.7 : Οριακή συνθήκη εισόδου / ταχύτητα αιχμής	79
Σχήμα 5.8 : Οριακή συνθήκη εξόδου / μανομετρική πίεση.....	79
Σχήμα 5.9 : Οριακή συνθήκη slip/symmetry στις πλευρικές επιφάνειες και πάτωμα του τούνελ	79
Σχήμα 5.10 : Διάνυσμα ταχύτητας V_x / Διεύθυνση ροής X.....	83
Σχήμα 5.11 : Διάνυσμα ταχύτητας V_y / Διεύθυνση ροής X.....	83
Σχήμα 5.12 : Διάνυσμα ταχύτητας V_z / Διεύθυνση ροής X.....	84
Σχήμα 5.13 : Πίεση / Διεύθυνση ροής X	84
Σχήμα 5.14 : Turbulence Kinetic Energy (TKE) / Διεύθυνση ροής X.....	85
Σχήμα 5.15 : Turbulence Energy Dissipation (TED) / Διεύθυνση ροής X.....	85
Σχήμα 5.16 : Πεδίο ταχυτήτων για τρεις διαφορετικές στιγμές της ανάλυσης / Διεύθυνση ροής X.....	86
Σχήμα 5.17 : Αναπαράσταση ροϊκών γραμμών και εντοπισμός στροβιλισμού λόγω εμποδίου κτιρίου / Διεύθυνση ροής X.....	87
Σχήμα 5.18 : Διάνυσμα ταχύτητας V_x / Διεύθυνση ροής Y.....	87
Σχήμα 5.19 : Διάνυσμα ταχύτητας V_y / Διεύθυνση Y	88
Σχήμα 5.20 : Διάνυσμα ταχύτητας V_z / Διεύθυνση ροής Y	88
Σχήμα 5.21 : Πίεση / Διεύθυνση ροής Y	89
Σχήμα 5.22 : Turbulence Kinetic Energy (TKE) / Διεύθυνση ροής Y	89
Σχήμα 5.23 : Turbulence Energy Dissipation (TED) / Διεύθυνση ροής Y.....	89

Σχήμα 5.24 : Πεδίο ταχυτήτων για τρεις διαφορετικές στιγμές της ανάλυσης / Διεύθυνση ροής Y	90
Σχήμα 5.25 : Ροϊκές γραμμές και εντοπισμός δύο τοπικών στροβιλισμών λόγω εμποδίου	91
Σχήμα 5.26 : Φόρτιση κατασκευής για διεύθυνση ροής X	92
Σχήμα 5.27 : Ζώνες επιφανειακού φορτίου για διεύθυνση ροής X.....	93
Σχήμα 5.28 : Φόρτιση κατασκευής για διεύθυνση ροής Y	94
Σχήμα 5.29 : Ζώνες επιφανειακού φορτίου για διεύθυνση ροής Y.....	95
Σχήμα 7.1 : Διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων	104
Σχήμα 7.2 : Κατηγοριοποίηση κοίλων κυκλικών διατομών.....	107
Σχήμα 7.3 : Βέλη κάμψης αμφιέριστης δοκού	108
Σχήμα 8.1 : Όψη κατακόρυφου στοιχείου-υποστυλώματος προσομοιωμένο με συνεχόμενα ευθύγραμμα μέλη. Κάθε αριθμός αριθμεί και ένα μέλος.....	112
Σχήμα 8.2 : Κάτοψη οριζόντιου στοιχείου-κύριας δοκού προσομοιωμένη με συνεχόμενα ευθύγραμμα μέλη. Κάθε αριθμός αριθμεί και ένα μέλος.....	113
Σχήμα 8.3 : Πρόσοψη προσομοιώματος σε περιβάλλον RSA	115
Σχήμα 8.4 : Πλάγια όψη προσομοιώματος σε περιβάλλον RSA.....	115
Σχήμα 8.5 : Κάτοψη προσομοιώματος σε περιβάλλον RSA.....	115
Σχήμα 8.6 : Κατανομή κατακόρυφων φορτίων μέσω claddings ανά τρεις διαδοχικούς κόμβους.....	116
Σχήμα 8.7 : Υπό γωνία όψη επιφανειών επιβολής κατακόρυφων επιφανειακών φορτίων	116
Σχήμα 8.8 : Διαδικασία δημιουργίας νέου υλικού στο RSA.....	117
Σχήμα 8.9 : Δημιουργία υπολογιστικού μοντέλου	118
Σχήμα 8.10 : Διαφοροποιήσεις στους συντελεστές των μητρώων.....	119
Σχήμα 8.11 : Ρυθμίσεις πεπερασμένων στοιχείων	119
Σχήμα 8.12 : Διανομή φορτίων με πεπερασμένα στοιχεία.....	120
Σχήμα 8.13 : Επιφανειακό και γραμμικό φορτίο ανέμου	121
Σχήμα 8.14 : Θετική ομοιόμορφη συνιστώσα θερμοκρασίας κατά μήκος των μελών.....	121
Σχήμα 8.15 : Προσομοίωση γραμμικών αναλύσεων.....	122
Σχήμα 8.16 : Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις.....	122
Σχήμα 8.17 : Παράμετροι φασματικής ανάλυσης	123
Σχήμα 8.18 : Παράμετροι σεισμικών δράσεων	123
Σχήμα 8.19 : 1 ^ο Group αντηρίδων	126
Σχήμα 8.20 : Ορισμός χαρακτηριστικών και απαιτούμενοι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους	126
Σχήμα 8.21 : Η ιδιομορφική ανάλυση μαρτυρά τα μήκη λυγισμού. Πάκτωση των δοκών απο τα ακτινικά.	127
Σχήμα 8.22 : Χειροκίνητη εισαγωγή μήκους λυγισμού	127
Σχήμα 8.23 : 1 ^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=34.55$).....	132
Σχήμα 8.24 : 1 ^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=36.66$).....	132
Σχήμα 8.25 : 1 ^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=44.15$).....	133
Σχήμα 8.26 : 1 ^η Ιδιομορφή Λυγισμού ($a_{cr}=49.831$).....	133
Σχήμα 9.1 : Εύρος τάσεων για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό με μέγιστη 331.52 MPa	134
Σχήμα 9.2 : Εύρος τάσεων για τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. με μέγιστη καμπτική ροπή 258.89 MPa	135
Σχήμα 9.3 : Εύρος τάσεων δυσμενέστερου συνδυασμού σε Ο.Κ.Α. με μέγιστη 211.11 MPa	135
Σχήμα 9.4 : Αξονικές δυνάμεις για τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α.....	137

Σχήμα 9.5 : Αξονικές δυνάμεις για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό	138
Σχήμα 9.6 : Εγκάρσιες δυνάμεις του δυσμενέστερου συνδυασμού ΟΚ.Α. κατά την διεύθυνση Y.....	138
Σχήμα 9.7 : Εγκάρσιες δυνάμεις του δυσμενέστερου συνδυασμού ΟΚ.Α. κατά την διεύθυνση Z.....	139
Σχήμα 9.8 : Ροπές περί τον Z για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό	139
Σχήμα 9.9 : Ροπές περί τον Y για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.....	140
Σχήμα 9.10 : 1 ^η Ιδιομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y ενεργοποιώντας το 81.63% της μάζας της κατασκευής (f=0.93 Hz).....	140
Σχήμα 9.11 : 2 ^η Ιδιομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην X διεύθυνση ενεργοποιώντας το 48.29% της ταλαντευόμενης μάζας της κατασκευής (f=1.04 Hz).....	141
Σχήμα 9.12 : 3 ^η Ιδιομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην διεύθυνση X ενεργοποιώντας το 32.99% της ταλαντευόμενης μάζας της κατασκευής (f=1.30 Hz).....	141
Σχήμα 9.13 : 7 ^η Ιδιομορφή ταλάντωσης, δεσπόζουσα στην διεύθυνση Z ενεργοποιώντας το 25.89% της ταλαντευόμενης μάζας	142
Σχήμα 10.1 : Συγκολλητές αναμονές κόμβου κυκλικών κοίλων διατομών	145
Σχήμα 10.2 : Κοχλιωτή σύνδεση με μεταλλικά καπάκια	145
Σχήμα 10.3 : Κοχλιωτή αποκατάσταση συνέχειας με μεταλλικά καπάκια σε δικτύωμα	145
Σχήμα 10.4 : Idea Statica Code Setup.....	147
Σχήμα 10.5 : Πάκτωση 3 ^{ου} περιμετρικού υποστυλώματος.....	148
Σχήμα 10.6 : Συγκολλήσεις των ribs με εξωραφές πάχους 14mm στον στύλο και στην πλάκα έδρασης.....	149
Σχήμα 10.7 : Κατανομή τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης απο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Όψη που εφελκύνονται τα αγκύρια και η παρειά του υποστυλώματος	150
Σχήμα 10.8 : Κατανομή τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Όψη που θλίβεται τοπικά το υποστύλωμα και θλίβονται τα αγκύρια.	150
Σχήμα 10.9 : Όψη παραμορφωμένης κατάστασης φορέα υπο τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.....	151
Σχήμα 10.10 : Κάτοψη παραμορφωμένης κατάστασης σύνδεσης -μέλους υπό τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.....	151
Σχήμα 10.11 : Εύρος τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης υπο τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α. Εφελκόμενη πλευρά	152
Σχήμα 10.12 : Εύρος τάσεων στο πλέγμα της πάκτωσης υπο τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α. Θλιβόμενη πλευρά.....	152
Σχήμα 10.13 : Παραμορφωμένη κατάσταση πάκτωσης υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α.	153
Σχήμα 10.14 : Εύρος τάσεων εξωραφών κόμβου / Κόμβος τύπου N.....	154
Σχήμα 10.15 : Παραμορφωμένη κατάσταση κόμβου / Κόμβος τύπου N.....	155
Σχήμα 10.16 : Εύρος τάσεων συγκόλλησης / Κόμβος τύπου Y	156
Σχήμα 10.17 : Παραμορφωμένη κατάσταση κόμβου / Κόμβος τύπου Y.....	156
Σχήμα 10.18 : Εύρος τάσεων συγκολλήσεων και κόμβου / Κόμβος τύπου DK	157
Σχήμα 10.19 : Παραμορφωμένη κατάσταση κόμβου / Κόμβος τύπου DK.....	158
Σχήμα 10.20 : Εύρος τάσεων για τον συνδυασμό Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου ΤΤ	159
Σχήμα 10.21 : Εύρος τάσεων για τον σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου ΤΤ.....	159
Σχήμα 10.22 : Παραμορφωμένη κατάσταση απο συνδυασμό Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου ΤΤ	160

Σχήμα 10.23 : Παραμορφωμένη κατάσταση απο σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου TT	160
Σχήμα 10.24 : Κρυφή κοχλιωτή αποκατάσταση συνέχειας σε αναμονή κόμβου	162
Σχήμα 10.25 : Τελευταία κύρια δοκός με τις αναμονές των κόμβων χωρισμένη σε 3 μικρότερα τμήματα για διευκόλυνση μεταφοράς	163
Σχήμα 10.26 : Βασικός σκελετός ανέγερσης.....	163
Σχήμα 10.27 : Τεμάχια ενός τυπικού ακτινικού υποστυλώματος	164
Σχήμα 10.28 : Προσθήκη ακτινικών στύλων με τις αναμονές των κόμβων στον φορέα	164
Σχήμα 10.29 : Προσθήκη μεσαίου ακτινικού στύλου και προσωρινή υποστήριξή του σε δικτυωτό ικρίωμα	165
Σχήμα 10.30 : Προσθήκη κύριων δοκών.....	165
Σχήμα 10.31 : Τελική προσθήκη δευτερευουσών δοκών.....	166
Σχήμα 11.1 : Rendered Εικόνες / Αριστερά φαίνεται το εσωτερικό των κεντρικών Sharjah στα Ηνωμένα Αραβικά Εμιράτα / Δεξιά η Φιλαρμονική αίθουσα συναυλιών στο Yeakaterinburg, στη Ρωσία.....	167
Σχήμα 11.2 : Όψη 1-Χωροθέτηση προσομοιώματος σε σχέση με τις γειτονικές κατασκευές.....	168
Σχήμα 11.3 : Όψη 2-Χωροθέτηση προσομοιώματος σε σχέση με τις γειτονικές κατασκευές.....	168
Σχήμα 11.4 : Όψη 3-Χωροθέτηση προσομοιώματος σε σχέση με τις γειτονικές κατασκευές.....	169
Σχήμα 11.5 : Αριστερά ελεύθερο σχέδιο στο χέρι/Δεξιά rendered Σχήμα.....	169
Σχήμα 11.6 : Γραμμικό 3D προσομοίωμα.....	170
Σχήμα 11.7 : Προσθήκη όγκων και υλικού στα γραμμικά στοιχεία	170
Σχήμα 11.8 : Όψη προσομοιώματος με όγκους και υλικά	171
Σχήμα 11.9 : Πρόσοψη προσομοιώματος με τον όγκο του εμπορικού κέντρου απο πίσω	171
Σχήμα 11.10 : Κάτοψη περιβάλλοντα χώρου χωρίς το στέγαστρο	172
Σχήμα 11.11 : Κάτοψη περιβάλλοντα χώρου με το στέγαστρο	172
Σχήμα 11.12 : Rendered όψη-1 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου	173
Σχήμα 11.13 : Rendered όψη-2 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου	173
Σχήμα 11.14 : Rendered (focused) όψη-3 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου	174
Σχήμα 11.15 : Rendered νυχτερινή (πρόσοψη) όψη-4 στεγάστρου και περιβάλλοντα χώρου	174
Σχήμα 11.16 : Rendered νυχτερινή όψη-5 απο μπαλκόνι γειτονικού κτιρίου.....	175

Παράρτημα Γ : Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1 : Χρήση Μειωμένου όριο διαρροής σε όλους τους ελέγχους για τις κοίλες διατομές	22
Πίνακας 2.2 : Γενικός πίνακας επιλογής είδους διατομής.....	25
Πίνακας 3.1 : Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων.....	34
Πίνακας 3.2 : Χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής των κοχλιών.....	36
Πίνακας 4.1 : Πίνακας ενδεικτικών τιμών διάρκειας ζωής έργων	37
Πίνακας 4.2 : Κατηγορίες Φορτιζομένων Επιφανειών.....	40
Πίνακας 4.3 : Πίνακας επιβαλλόμενου φορτίου απο Εθνικό Προσάρτημα	41
Πίνακας 4.4 : Τιμές συντελεστή σχήματος.....	45
Πίνακας 4.5 : Προτεινόμενες τιμές συντελεστή εκθέσεων	46
Πίνακας 4.6 : Προτεινόμενες ζώνες χαρακτηριστικής τιμής φορτίου χιονιού	47
Πίνακας 4.7 : Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι	59
Πίνακας 4.8 : Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας, k	60
Πίνακας 4.9 : Προτεινόμενες τιμές λυγηρότητας.....	61
Πίνακας 4.10 : Ποσοστό Ιξώδους απόσβεσης.....	71
Πίνακας 4.11 : Τιμές παραμέτρων οριζόντιου φάσματος ελαστικής ανάλυσης.....	72
Πίνακας 4.12 : Κατάταξη εδαφών	72
Πίνακας 4.13 : Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας.....	72
Πίνακας 4.14 : Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων κατακόρυφων φασμάτων	73
Πίνακας 5.1 : Πίνακας κατανομής γραμμικού φορτίου στα υποστυλώματα για διεύθυνση ροής ανέμου X.....	92
Πίνακας 5.2 : Πίνακας 5.3 : Πίνακας κατανομής γραμμικού φορτίου στα υποστυλώματα για διεύθυνση ροής ανέμου Y	94
Πίνακας 6.1 : Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ κατά το EN 1990.....	100
Πίνακας 6.2 : Τιμές συντελεστή ψ_2 για κτίρια.....	101
Πίνακας 7.1 : Οριακές τιμές βελών κάμψης.....	109
Πίνακας 7.2 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω ιδίων βαρών	111
Πίνακας 7.3 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω φορτίου ανέμου στην διεύθυνση +X	111
Πίνακας 7.4 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω φορτίου ανέμου στην διεύθυνση +Y	111
Πίνακας 7.5 : Μέγιστη τάση κατά Von Mises λόγω φορτίου χιονιού.....	111
Πίνακας 8.1 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τις καμπύλες κύριες δοκούς	113
Πίνακας 8.2 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τις καμπύλες δευτερεύουσες δοκούς.....	114
Πίνακας 8.3 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τα καμπύλα ακτινικά υποστυλώματα.....	114
Πίνακας 8.4 : Πίνακας ευθύγραμμων μελών που συνθέτουν τα καμπύλα ακτινικά υποστυλώματα.....	114
Πίνακας 8.5 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 41	130
Πίνακας 8.6 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 42	130
Πίνακας 8.7 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 43	131
Πίνακας 8.8 : Έλεγχος ευστάθειας με την γενική μέθοδο για τον συνδυασμό 44	131
Πίνακας 9.1 : Πίνακας τελικών διατομών και μεγίστων ποσοστών εκμετάλλευσης ..	134

Πίνακας 9.2 : Έλεγχος βελών κάμψης οριζόντιων στοιχείων με βάση τον ENV1993-1-1/1992 (Πιν.4.1)	136
Πίνακας 9.3 : Έλεγχος βελών κάμψης κατακόρυφων στοιχείων με βάση τον ENV1993-1-1/1992 κεφ. 4.2.2	137
Πίνακας 9.4 : Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.....	142
Πίνακας 9.5 : Συνολική μάζα επιμέρους μελών και χαλύβδινου φορέα	143
Πίνακας 10.1 : Από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό / Πάκτωση	149
Πίνακας 10.2 : Από τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. / Πάκτωση	149
Πίνακας 10.3 : Από τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α.-Κόμβος τύπου Ν	154
Πίνακας 10.4 : Από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό-Κόμβος Τύπου Ν.....	154
Πίνακας 10.5 : Από τον συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου Υ	155
Πίνακας 10.6 : Από τον σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου Υ	156
Πίνακας 10.7 : Δυσμενέστερος Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου DK.....	157
Πίνακας 10.8 : Εντατικά μεγέθη από δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α. / Κόμβος τύπου ΤΤ	158
Πίνακας 10.9 : Εντατικά μεγέθη από δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό / Κόμβος τύπου ΤΤ.....	158