



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση Συμπεριφοράς Φορέα Υποστήριξης Σωληνώσεων σε Διυλιστήριο



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βασίλης Σ. Κόκκορης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούνιος 2015

ΕΜΚ ΜΕ 2015/04

Κόκκορης Β. Σ. (2015).
Αποτίμηση Συμπεριφοράς Φορέα Υποστήριξης Σωληνώσεων σε Διυλιστήριο
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2015/04
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kokkoris V. S. (2015).
Performance Assessment of a Refinery Pipe Rack
Postgraduate Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2015/04
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Γενικά	9
1.2 Σκοπός	9
1.3 Οργάνωση κεφαλαίων	10
2 Διυλιστήρια και πετροχημικές εγκαταστάσεις	11
2.1 Φορείς σε ένα διυλιστήριο	12
2.2 Γενικά για τους φορείς υποστήριξης σωληνώσεων	14
2.3 Αστοχίες φορέων υποστήριξης	15
3 Φορέας υποστήριξης σωληνώσεων	17
3.1 Περιγραφή πραγματικής εγκατάστασης	17
3.1.1 Χαρακτηριστικά της περιοχής	18
3.1.2 Μορφή του φορέα	18
3.1.3 Σχεδιασμός του φορέα	19
3.2 Περιγραφή αναλυτικού μοντέλου	22
3.2.1 Προσομοίωση υλικών	22
3.2.2 Προσομοίωση κυρίων πλαισίων	23
3.2.3 Προσομοίωση δοκών στη διαμήκη διεύθυνση	24
3.2.4 Προσομοίωση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	25
3.2.5 Προσομοίωση σωληνώσεων	25
3.2.6 Προσομοίωση μαζών	27
3.2.7 Προσομοίωση δράσεων	28
4 Ανάλυση	31
4.1 Στατικά Φορτία (βαρυτική)	31
4.2 Ιδιομορφική ανάλυση	31
4.3 Προσαυξητική στατική ανάλυση (Static Pushover)	33
4.4 Δυναμική ανάλυση	36
4.5 Αποτίμηση Συμπεριφοράς Σωληνώσεων	40
5 Συμπεράσματα	49
6 Βιβλιογραφία	51

Αποτίμηση Συμπεριφοράς Φορέα Υποστήριξης Σωληνώσεων σε Διυλιστήριο

Κόκκορης Β. Σ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Μελετάται η σεισμική συμπεριφορά ενός υφιστάμενου φορέα υποστήριξης σωληνώσεων. Οι φορείς υποστήριξης είναι μη κτηριακοί φορείς που βρίσκονται σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις (διυλιστήρια, πετροχημικές εγκαταστάσεις, εργοστάσια ηλεκτρικής ενέργειας, εργοστάσια επεξεργασίας νερού, πυρηνικά εργοστάσια, κ.α.) και σκοπός τους είναι να μεταφέρουν χιλιόμετρα σωλήνων και καλωδίων αλλά και πλήθος μηχανολογικού εξοπλισμού, σε ολόκληρη την εγκατάσταση. Οι σωλήνες περιέχουν συχνά εύφλεκτα υλικά, τα οποία σε περίπτωση διαρροής μπορεί να δημιουργήσουν εκτεταμένες ζημιές. Για αυτό είναι ζωτικής σημασίας ο αντισεισμικός σχεδιασμός τους να γίνεται με πολύ προσοχή. Προηγούμενοι σεισμοί έχουν δείξει ότι πολλές φορές οι σωληνώσεις αστοχούν παρόλο που ο μεταλλικός σκελετός συμπεριφέρεται όπως ακριβώς έχει σχεδιαστεί. Για το σχεδιασμό των σωληνώσεων οι μελετητές βασίζονται στους ελέγχους επιτρεπόμενων τάσεων ή μετακινήσεων, ενώ δεν υπάρχουν πρότυπα για σχεδιασμό με βάση την επιτελεστικότητα. Στην παρούσα εργασία μελετάται ένας φορέας υποστήριξης σωληνώσεων που βρίσκεται στην μονάδα αλκυλίωσης της κρατικής εταιρίας του Trinidad & Tobago, Petrotrin. Μιας και η περιοχή πλήττεται συχνά από δυνατούς ανέμους, αρχικά έγινε επιβεβαίωση ότι η κρίσιμη φόρτιση είναι ο σεισμός και όχι ο άνεμος. Ακολούθησε ιδιομορφική ανάλυση και στατική προσαυξητική ανάλυση. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε δυναμική μη γραμμική ανάλυση με 25 ζεύγη καταγραφών, τα οποία προήλθαν από πραγματικούς σεισμούς στην πολιτεία της California. Τέλος έγινε αποτίμηση της συμπεριφοράς των σωληνώσεων με καμπύλες τρωτότητας. Οι αναλύσεις του μοντέλου έγιναν με το λογισμικό OpenSEES. Τα όρια που καθόρισαν την κατάσταση αστοχίας προήλθαν από τις επιτρεπόμενες τάσεις, όπως αυτές ορίζονται στα πρότυπα EN 13480 και ASME B31.1. Μέσα από τις καμπύλες τρωτότητας φάνηκε ότι υπάρχουν σωληνώσεις στο συγκεκριμένο φορέα, που ακόμα και με μικρή σεισμική διέγερση έχουν μεγάλη πιθανότητα αστοχίας. Έτσι ως συμπέρασμα γίνεται φανερό ότι είναι επιτακτική ανάγκη να γίνει ανανέωση στα πρότυπα στα οποία βασίζεται ο σχεδιασμός των φορέων υποστήριξης σωληνώσεων και ενδεχομένως να υιοθετηθεί μια μεθοδολογία βάσει επιτελεστικότητας.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE THESIS
EMK ME 2015/04

Performance Assessment of a Refinery Pipe Rack

Kokkoris V. S. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The seismic performance of an existing a pipe rack structure is assessed. Pipe racks are non-building structures in industrial facilities such as refineries, petrochemical installations, power plants, water treatment installations and nuclear plants, which are designed to support kilometer-long pipes and cable trays, together with considerable mechanical equipment. These pipes usually convey flammable materials that can be extremely dangerous in case of leakage. Thus, it is essential to carefully assess the seismic design of such structures. Past earthquakes have demonstrated that the pipes are often vulnerable, even when the supporting structure behave as planned. The seismic analysis and design of piping systems is based on allowable stress or strain verification methods, lacking any clear performance-basis. The pipe rack that is evaluated in current thesis is placed inside the alkylation unit of the state-owned petroleum company of Trinidad & Tobago, Petrotrin. Initially, due to severe gales in the area, it was confirmed through static analysis that the critical loads originate from earthquakes rather than the winds. Then, modal and static pushover analyses were conducted, followed by dynamic analysis. The latter involved performing a series of nonlinear time history analyses under 25 ground motion records of two horizontal components each. The records originate from real events in the state of California. Finally fragility curves for assessing the pipe rack were generated. The model was designed and analyzed in OpenSEES. The limits states were defined as described in European and American documents EN 13480 and ASME B31.1. Through the fragility curves, it is observed that in this particular pipe rack the possibility for severe damage of some pipes is large even for low level earthquakes. As a conclusion the performance assessment of this pipe rack underlines the need to review the seismic analysis and design rules for refinery piping systems and potentially adopt a performance-based design.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέπων για τη διεξαγωγή της μεταπτυχιακής μου εργασίας Βαμβάτσικο Δημήτριο, Λέκτορα, μέλος του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την ανάθεση του θέματος, τη συνεχή καθοδήγηση και τις υποδείξεις που μου παρείχε, καθ' όλη τη διάρκεια της μελέτης.

Ευχαριστώ επίσης θερμά τον υποψήφιο Διδάκτορα Μπακάλη Κωνσταντίνο, για την πολύτιμη βοήθεια που μου παρείχε με το λογισμικό OpenSEES.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον Θανόπουλο Παύλο, Λέκτορα και τον Ραυτογιάννη Ιωάννη, Αν. Καθηγητή του εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών, μέλη της τριμελούς επιτροπής, για τον χρόνο που διέθεσαν για την εξέταση της μεταπτυχιακής μου εργασίας.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Ακόμα και σήμερα που οι μηχανικοί έχουν στη διάθεσή τους ισχυρά υπολογιστικά εργαλεία, η ακριβής πρόβλεψη της συμπεριφοράς μιας κατασκευής, είτε πρόκειται για απλές κατασκευές όπως τα κτήρια, είτε πρόκειται για ιδιαίτερες όπως μια βιομηχανική εγκατάσταση, αποτελεί τέχνη! Ακόμα και αν εφαρμοστούν κατά το σχεδιασμό όλες οι κανονιστικές διατάξεις, είναι τόσες πολλές οι εκτιμήσεις που έχουν γίνει στην πορεία, που η συμπεριφορά της κατασκευής σε μια σεισμική δόνηση, έχει ένα μεγάλο βαθμό αβεβαιότητας. Μια βιομηχανική εγκατάσταση (όπως είναι τα διυλιστήρια, οι πετροχημικές εγκαταστάσεις αλλά και οι εγκαταστάσεις παροχής ρεύματος, νερού, υγραερίου) είναι συνήθως πολυσύνθετη και αποτελείται από πολλές ιδιαίτερες μη-κτηριακές κατασκευές, γεγονός που κάνει την εκτίμηση της συμπεριφοράς της ακόμα πιο δύσκολο έργο. Η βιβλιογραφία για την ανάλυση και την αποτίμηση αυτών των μη κτηριακών εγκαταστάσεων είναι σχετικά μικρή. Στις περιπτώσεις των βιομηχανικών εγκαταστάσεων ζωτικής σημασίας είναι να λαμβάνονται υπόψη οι αστοχίες που πραγματοποιήθηκαν σε προηγούμενους σεισμούς. Μεγάλοι σεισμοί που έπληξαν τη βιομηχανία είτε με μεγάλες οικονομικές απώλειες, είτε με απώλειες ζωής, είναι οι Northridge CA, USA 1994, Kobe Japan 1995, Kocaeli Turkey 1999, Wenchuan China 2008, Araucania Chile 2010, Tohoku Japan 2011, Van Turkey 2011, κ.α.

1.2 Σκοπός

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία γίνεται η αποτίμηση ενός πραγματικού φορέα υποστήριξης σωληνώσεων σε διυλιστήριο. Η κατασκευή αποτελεί τμήμα του κύριου φορέα υποστήριξης της μονάδας αλκυλίωσης της κρατικής επιχείρησης Petrotrin στο Trinidad & Tobago. Ο λόγος που έχει επιλεγεί το διυλιστήριο είναι γιατί, όπως προαναφέρθηκε, οι βιβλιογραφικές αναφορές για το σχεδιασμό και την ανάλυση βιομηχανικών εγκαταστάσεων είναι λίγες, αλλά και γιατί οι κανονιστικές διατάξεις που υπάρχουν δεν είναι αρκετά λεπτομερείς και η ανανέωσή τους γίνεται με πιο αργούς ρυθμούς σε σχέση με τις συνήθεις κατασκευές. Οι φορείς υποστήριξης σωληνώσεων υπάρχουν για να υποστηρίξουν τα εκατοντάδες χιλιόμετρα σωληνώσεων που υπάρχουν σε μια τέτοια εγκατάσταση. Λόγω της πολυπλοκότητας κάθε εγκατάστασης είναι φανερό ότι κάθε φορέας υποστήριξης είναι μοναδικός (όσον αφορά τα επίπεδα από τα οποία αποτελείται, το πλήθος των σωληνώσεων και των καλωδίων που μεταφέρει, τις γειτονικές κατασκευές στις οποίες καταλήγουν οι σωληνώσεις, το μηχανολογικό εξοπλισμό που είναι τοποθετημένος συνήθως στην κορυφή: δοχεία ψύξης, λέβητες, αντλίες). Γι' αυτό δεν είναι εύκολο να ομαδοποιηθούν όλοι οι φορείς μαζί, αλλά απαιτείται η μελέτη καθενός ξεχωριστά. Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα OpenSEES είναι η ιδιομορφική, η στατική προσαυξητική και η δυναμική ανάλυση. Για τη δυναμική χρησιμοποιήθηκε ένα σετ 25 ζευγών πραγματικών καταγραφών. Σκοπός της εργασίας μέσα από αυτές τις αναλύσεις είναι να δημιουργηθούν καμπύλες συμπεριφοράς του συγκεκριμένου φορέα, και μακροπρόθεσμα ύστερα και από υπόλοιπες μελέτες να μπορέσει να γίνει μια γενικότερη καταγραφή της συμπεριφοράς παρόμοιων κατασκευών, να ομαδοποιηθούν τα δεδομένα και ίσως να υπάρξει βελτίωση ισχυουσών διατάξεων.

1.3 Οργάνωση κεφαλαίων

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση της μορφής ενός διυλιστηρίου. Εξετάζονται οι φορείς υποστήριξης σωληνώσεων πιο λεπτομερώς και γίνεται μια συνοπτική αναφορά στις αστοχίες που έχουν προκληθεί σε αυτούς από προηγούμενους σεισμούς.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η πραγματική κατασκευή και το μοντέλο που προσομοιώθηκε. Η προσομοίωση και ανάλυση του μοντέλου έγιναν με τη χρήση του λογισμικού OpenSEES.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι αναλύσεις, κάτω υπό ποιες προϋποθέσεις πραγματοποιήθηκαν και τα αποτελέσματα αυτών σε διαγράμματα. Πραγματοποιήθηκαν ιδιομορφική, στατική προσαυξητική και δυναμική ανάλυση. Γίνεται αποτίμηση της συμπεριφοράς των σωληνώσεων με διαγράμματα IM-EDP και καμπύλες τρωτότητας.

Τέλος το τελευταίο κεφάλαιο περιέχει ορισμένα συμπεράσματα που προέκυψαν από την συγκεκριμένη μελέτη και υποδεικνύονται προτάσεις για μελλοντικές αναλύσεις.

2 Διυλιστήρια και πετροχημικές εγκαταστάσεις

Ένα διυλιστήριο πετρελαίου είναι μια εγκατάσταση βιομηχανικής επεξεργασίας, όπου επεξεργάζεται αργό πετρέλαιο και διυλίζεται σε πιο χρήσιμα προϊόντα όπως νάφθα, βενζίνη, καύσιμο ντίζελ, άσφαλτος, πετρέλαιο θέρμανσης, κηροζίνη και υγραέριο. Τα διυλιστήρια παράγουν επίσης αλκένια (αιθένιο και προπένιο) και αρωματικές ενώσεις (βενζόλιο) με ρευστή καταλυτική πυρόλυση κλασμάτων πετρελαίου, τα οποία με τη σειρά τους μετατρέπονται σε πλαστικά, λιπαντικά, απορρυπαντικά, κόλλες, ελαστομερή, ρητίνες, διαλύτες, κ.α. στις πετροχημικές εγκαταστάσεις. Όλες αυτές οι εγκαταστάσεις είναι μεγάλα και πολύπλοκα βιομηχανικά συγκροτήματα με εκτεταμένες σωληνώσεις που μεταφέρουν ρευστά μεταξύ των μονάδων χημικής επεξεργασίας.

Η αστοχία σε εγκαταστάσεις αυτού του είδους μπορεί να είναι καταστροφική. Μια αστοχία σε ένα τμήμα της εγκατάστασης μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία μεγαλύτερου τμήματος ή ακόμα και σε αστοχία ολόκληρης της εγκατάστασης (φαινόμενο ντόμινο). Ακόμα και αν δεν συμβεί αυτό, προκειμένου να διορθωθεί η βλάβη συχνά απαιτείται παύση λειτουργίας του διυλιστηρίου κάτι που οδηγεί σε μεγάλη οικονομική ζημία. Ένας σεισμός μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα όχι μόνο υλικές ζημιές (όπως και στις συνήθεις κατασκευές), τραυματισμούς λόγω πυρκαγιών, ανθρώπινες απώλειες τόσο εντός της εγκατάστασης, όσο και στις γύρω περιοχές λόγω εκρήξεων, αλλά και μόλυνση του περιβάλλοντος που μπορεί να διαρκέσει πολλά χρόνια.

Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στις κατασκευές που υπάρχουν σε ένα διυλιστήριο, στις σωληνώσεις και στους φορείς υποστήριξής τους και τέλος αναφέρονται κάποιες καταστροφές που έχουν συμβεί σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις στο παρελθόν. Είναι σημαντικό να κατανοήσουμε ότι στις εγκαταστάσεις αυτές περιέχονται κατασκευές που επιτελούν πολύ εξειδικευμένο έργο και δεν μπορούν να καταταχθούν στις συνήθεις κατασκευές. Για αυτό συχνά για να εκτιμήσουμε τη συμπεριφορά τους πρέπει να μελετήσουμε εκτενώς αστοχίες που προκλήθηκαν σε προηγούμενους σεισμούς.



Εικόνα 2.1: Η μονάδα αλκυλίωσης της Petrotrin, Trinidad & Tobago.

2.1 Φορείς σε ένα διυλιστήριο

Παρακάτω αναφέρονται οι ειδικές κατασκευές που υπάρχουν σε ένα διυλιστήριο και οι αστοχίες που είναι δυνατόν να εκδηλωθούν.

1. Μεγάλες κυλινδρικές δεξαμενές που χρησιμοποιούνται για την αποθήκευση του αργού πετρελαίου και κάποιων έτοιμων προϊόντων. Οι αστοχίες συνήθως σχετίζονται με τον λυγισμό του τοιχώματος ή με τη σύνδεση του τοιχώματος με τον πάτο. Σπανιότερα έχουν παρατηρηθεί και αστοχίες λόγω κυματισμού του υγρού στο εσωτερικό της δεξαμενής.
2. Λεπτά κατακόρυφα κυλινδρικά δοχεία, όπως είναι η μονάδα κλασματικής απόσταξης.
3. Λεπτά οριζόντια κυλινδρικά δοχεία με στρογγυλεμένα άκρα. Είναι δοχεία αποθήκευσης υγραερίου που αποθηκεύουν προπάνιο και παρόμοια αέρια καύσιμα σε ικανή πίεση για να διατηρηθούν σε υγρή μορφή. Τα δυο τελευταία συνήθως αστοχούν στα σημεία των στηρίξεων.
4. Κατασκευές που στηρίζονται σε μεταλλικά υποστυλώματα ή υποστυλώματα από Ο/Σ. Τέτοια είναι σφαιρικές δεξαμενές οι οποίες είναι επίσης δοχεία αποθήκευσης υγραερίου ή άλλες πιο εξειδικευμένες κατασκευές. Συνήθως η αστοχία εμφανίζεται στα υποστυλώματα εξαιτίας της δημιουργίας «μαλακού ορόφου».



Εικόνα 2.2: Δεξαμενή (πάνω αριστερά), μονάδα κλασματικής απόσταξης (πάνω δεξιά), σφαιρικές δεξαμενές αποθήκευσης (κάτω αριστερά), οριζόντια κυλινδρικό δοχείο αποθήκευσης (κάτω δεξιά).

5. Όλα τα τμήματα ενός διυλιστηρίου ενώνονται μεταξύ τους με πολλά χιλιόμετρα σωλήνων. Οι σωλήνες είναι διαφόρων μεγεθών συνήθως από χάλυβα (σπανιότερα και από κεραμικά υλικά, σκυρόδεμα, κ.α.) με μεγάλη αντοχή καθώς μεταφέρουν επικίνδυνα ρευστά. Ενώ σαν στοιχείο δεν επηρεάζονται άμεσα από τα σεισμικά φαινόμενα, αστοχούν λόγω διαφορικών μετακινήσεων ή μετακινήσεων στα σημεία σύνδεσης με άλλα δομικά στοιχεία. Συχνά αστοχούν εξαιτίας της κατάρρευσης του φορέα υποστήριξης.
6. Ο φορέας υποστήριξης σωληνώσεων είναι είτε υπό την μορφή πλαισιακής κατασκευής είτε με τη μορφή γέφυρας. Μεταφέρουν σε ολόκληρη την εγκατάσταση σωλήνες και καλώδια. Επίσης συχνά στην οροφή υπάρχουν μπόιλερ, ανεμιστήρες, αντλίες και άλλα μηχανολογικά εξαρτήματα. Επειδή είναι απλές κατασκευές οι αστοχίες είναι σπάνιες.



Εικόνα 2.3: Πλαισιακός φορέας υποστήριξης σωληνώσεων (pipe rack).



Εικόνα 2.4: Φορέας υποστήριξης σωληνώσεων με μορφή γέφυρας (pipe bridge).

2.2 Γενικά για τους φορείς υποστήριξης σωληνώσεων

Σε ένα διωλιστήριο, μια πετροχημική εγκατάσταση ή άλλες παρόμοιες εγκαταστάσεις υπάρχουν, όπως προαναφέρθηκε, πολλά χιλιόμετρα (εκατοντάδες σε μερικές περιπτώσεις) σωληνώσεων. Οι σωληνώσεις αυτές μεταφέρουν τα ρευστά από τα σημεία αποθήκευσης, στα σημεία επεξεργασίας και αντίστροφα και συχνά συγκροτούνται σε ομάδες δημιουργώντας διαδρόμους από σωλήνες. Αυτοί οι «σωληνοδιάδρομοι» μπορεί να βρίσκονται πάνω στο έδαφος σε βάσεις από σκυρόδεμα (pipe ways) ή πάνω σε μεταλλικές κατασκευές (pipe racks). Αυτοί οι μεταλλικοί φορείς υποστήριξης, πέρα από τις σωληνώσεις, χρησιμοποιούνται για να μεταφέρουν και τα καλώδια της εγκατάστασης, τα οποία αριθμούν επίσης μερικές εκατοντάδες χιλιόμετρα, αλλά και μηχανολογικό εξοπλισμό. Οι φορείς αυτοί δεν αποτελούν κτηριακές εγκαταστάσεις παρόλο που έχουν αρκετές ομοιότητες. Τις περισσότερες φορές αποτελούνται από πλαισιακούς φορείς ενώ συχνά είναι και δικτυωτές γέφυρες (pipe bridge). Οι πλαισιακοί φορείς αποτελούνται από εγκάρσια πλαίσια ροπής στη σειρά τα οποία μπορεί να ενώνονται με δοκούς κατά μήκος δημιουργώντας έτσι μια κατασκευή που μοιάζει με κτήριο. Επίσης στη διαμήκη διεύθυνση υπάρχουν και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας για να μπορέσει η κατασκευή να παραλάβει τα φορτία στη διεύθυνση αυτή. Μπορεί όμως τα πλαίσια ροπής να μην είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους. Τότε αυτά πακτώνονται και στις δυο διευθύνσεις στο έδαφος και συμπεριφέρονται ως πρόβολοι κατά τη διαμήκη διεύθυνση.



Εικόνα 2.5: Pipe rack στη φάση κατασκευής.

Όσον αφορά τον σχεδιασμό των φορέων αυτών υπάρχουν κανονισμοί και νόρμες τόσο ευρωπαϊκοί, όσο και αμερικάνικοι, οι οποίοι δεν ανανεώνονται τόσο συχνά, αφού πρόκειται για πολλοί εξειδικευμένες κατασκευές. Αν λάβουμε υπόψη μας τα ευρωπαϊκά πρότυπα τότε έχουμε:

1. EN 1991 (Ευρωκώδικας 1): Δράσεις στις κατασκευές [21]
2. EN 1993 (Ευρωκώδικας 2): Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών [22]
EN 1993 4-3 (Ευρωκώδικας 2): Σχεδιασμός αγωγών [23]
3. EN 1998 (Ευρωκώδικας 8): Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών [24]
4. EN 13480: Βιομηχανικές μεταλλικές σωληνώσεις [25]

Και αν λάβουμε υπόψη τα αμερικάνικα:

1. AISC 360: Προδιαγραφές μεταλλικών κτηρίων [5]
2. ALA: Αντισεισμικός σχεδιασμός και τροποποίηση συστημάτων αγωγών [7]
3. ASCE 7: Ελάχιστα φορτία σχεδιασμού για κτήρια και άλλες κατασκευές [9]
4. ASCE: Οδηγός για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των πετροχημικών εγκαταστάσεων [10]
5. ASME B31.3: Σωληνώσεις σε μονάδες επεξεργασίας [12]
6. ICC: Διεθνής κανονισμός κτηρίων (IBC), Κριτήρια σχεδιασμού (κεφάλαια 16-24) [29]
7. PIP (Process Industry Practice) STC01015: Κριτήρια σχεδιασμού των κατασκευών [31]

Το τέταρτο και έβδομο πρότυπο αναφέρονται αποκλειστικά σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις και λειτουργούν συμπληρωματικά με τους ισχύοντες κανονισμούς, ωστόσο δεν αποτελούν μέρος αυτών.

2.3 Αστοχίες φορέων υποστήριξης

Η αστοχία των σωληνώσεων ή του φορέα υποστήριξης και κατ' επέκταση των σωληνώσεων οδηγεί σε διαρροή εύφλεκτων και τοξικών ουσιών οι οποίες αρχίζουν να φλέγονται και να εκρήγνυνται και τίθεται σε κίνδυνο ολόκληρη η εγκατάσταση.

Κύριες αστοχίες που εκδηλώνονται είναι:

1. Αστοχία των κυρίων μελών ή των συνδέσμων δυσκαμψίας
2. Αστοχία γειτονικών κατασκευών που συμπαρασύρουν το φορέα
3. Μεγάλες διαφορικές μετακινήσεις μεταξύ των πλαισίων που εξαναγκάζουν τις σωλήνες σε κάμψη, κάτι το οποίο μπορεί να δημιουργήσει ρωγμές ή αστοχία στις ενώσεις.
4. Διαφορικές μετακινήσεις με τον γειτονικό εξοπλισμό με τον οποίο είναι συνδεδεμένες οι σωληνώσεις (αντλίες, δεξαμενές, δοχεία αποθήκευσης) που οδηγεί σε αστοχία των ενώσεων.

Στη συνέχεια αναφέρονται κάποιοι από τους σεισμούς που έγιναν κοντά σε κάποια εγκατάσταση και πως επηρέασαν τους φορείς υποστήριξης [36]. Στο σεισμό στο Morgan Hill, CA, USA το 1984 υπήρξε αστοχία σε ένα αγωγό εξαιτίας όμως της μετακίνησης μιας δεξαμενής. Το 1985 στο Algarrobo, Chile υπήρξαν πολλές αστοχίες σωληνώσεων που οφείλονται σε μετακινήσεις του εξοπλισμού με τον οποίο ήταν συνδεδεμένες και σε μετακινήσεις του φορέα υποστήριξης. Το 1991 στην Limon, Costa Rica ξέσπασε φωτιά

εξαιτίας μιας διαρροής που σημειώθηκε σε σωλήνα που διερχόταν από μονάδα επεξεργασίας. Το 1999 στη Νικομήδεια (Izmit, Kocaeli), Τουρκία το ρήγμα που ενεργοποιήθηκε απείχε 5 χλμ. από την εγκατάσταση πετροχημικών και προκάλεσε ζημιές ύψους 350 εκατομμυρίων δολαρίων. Εξαιτίας της μετακίνησης του εδάφους λόγω του ρήγματος αστόχησαν σωληνώσεις που εδράζονταν σε βάση από σκυρόδεμα σε περίπου 20 σημεία, ενώ η μόνη καταστροφή φορέα υποστήριξης σημειώθηκε εξαιτίας της πτώσης καμινάδας 150 μέτρων. Τα 2001 στο Bhuj, India έσπασαν οι σωληνώσεις στο σημείο της σύνδεσης με δεξαμενή, η οποία ανασηκώθηκε (uplift). Επίσης για να συμπεριληφθεί και το ανθρώπινο λάθος αναφέρεται ο σεισμός στη Loma Prieta, CA, USA, το 1989 όπου ενώ δεν σημειώθηκαν σημαντικές καταστροφές στην υπόλοιπη εγκατάσταση, ένας φορέας υποστήριξης κατέρρευσε. Η αιτία ήταν επειδή υπήρξε αλλαγή στην χρήση της κατασκευής, ενώ αρχικά είχε μελετηθεί μόνο να υποστηρίζει τις σωληνώσεις, αργότερα προστέθηκαν συστήματα ψύξης πολλών τόνων [31], [36], [40].



Εικόνα 2.6: Αστοχία θεμελίωσης μεταλλικού φορέα υποστήριξης σωληνώσεων (πάνω αριστερά), αστοχία σωληνώσεων παρόλο που ο φορέας υποστήριξης δεν έχει καταρρεύσει (πάνω δεξιά), αστοχία γειτονικής κατασκευής η οποία έπεσε σε φορέα υποστήριξης (κάτω).

3 Φορέας υποστήριξης σωληνώσεων

3.1 Περιγραφή πραγματικής εγκατάστασης

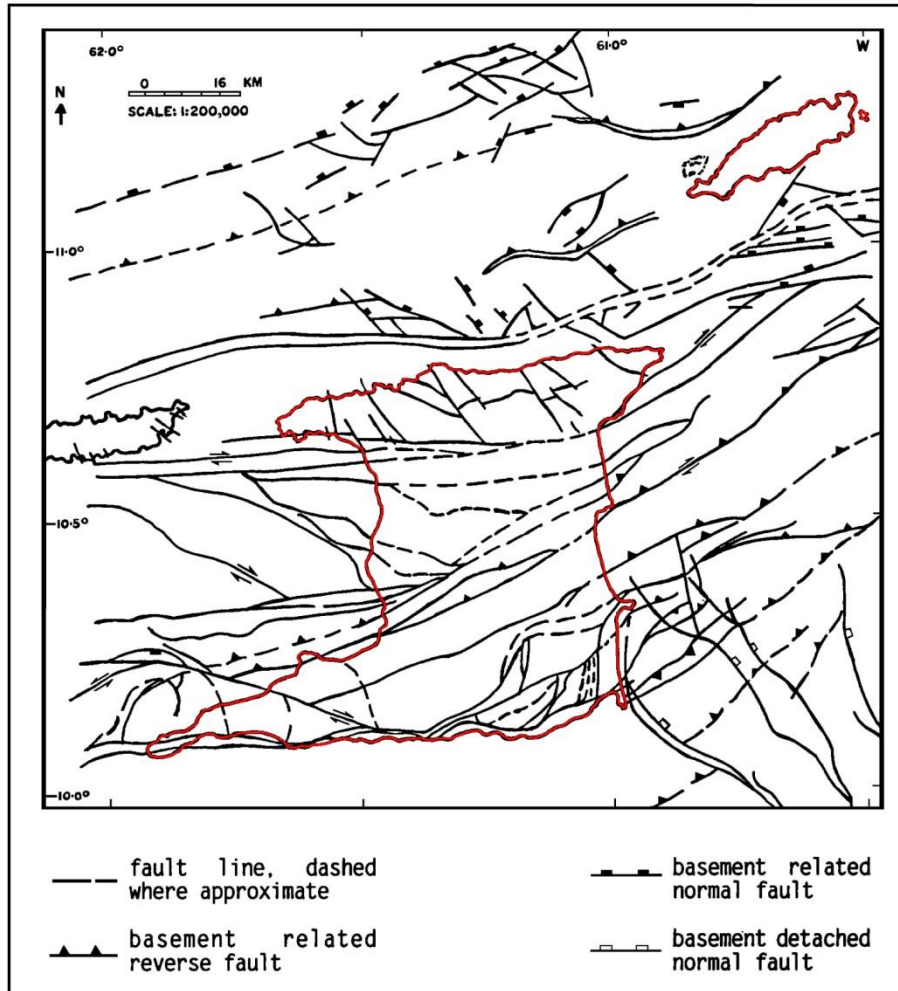
Η εγκατάσταση που εξετάζεται είναι μια μονάδα αλκυλίωσης (αλκυλίωση είναι η μετατροπή ολεφινών σε συστατικό βενζίνης υψηλού αριθμού οκτανίων), η οποία βρίσκεται στο Pointe-a-Pierre, Trinidad and Tobago και ανήκει στην κρατική επιχείρηση πετρελαίου Petrotrin.



Εικόνα 3.1: Πανοραμική εικόνα της μονάδας αλκυλίωσης.



Εικόνα 3.2: Ακριβής θέση του υπό μελέτη φορέα υποστήριξης. (Πηγή: Google).



Εικόνα 3.3: Ρήγματα στην περιοχή του Trinidad & Tobago (Πηγή: *Geologic-Tectonic Map, 1984, της Dr. Krishna Persad, εκδόσεις Robertson Research International Limited, U.S. Inc.*).

3.1.1 Χαρακτηριστικά της περιοχής

Ολόκληρη η περιοχή της ανατολικής Καραϊβικής (Δυτικές Ινδίες) είναι σεισμογενής. Το Trinidad βρίσκεται στο νοτιοανατολικό σύνορο της Καραϊβικής πλάκας και έχει μια πληθώρα ρηγμάτων. Επίσης στην περιοχή είναι δυνατόν να δημιουργηθούν τυφώνες.

3.1.2 Μορφή του φορέα

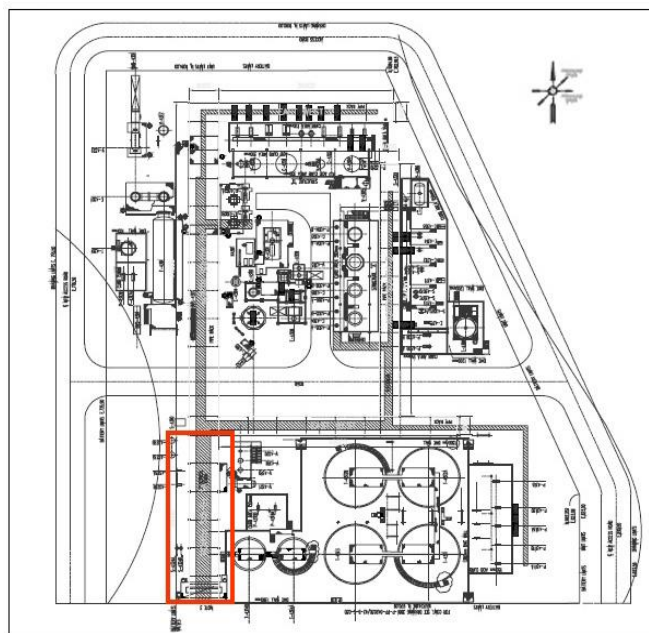
Ο υπό μελέτη φορέας υποστήριξης σωληνώσεων αποτελεί τμήμα του κύριου φορέα στη διεύθυνση Βορρά-Νότου. Αποτελείται από εγκάρσια πλαίσια ροπής ανοίγματος 6 μ. και ύψους 14,47 μ., ενώ συνδέονται μεταξύ τους με διαμήκεις δοκούς ανοίγματος 6 μ. Αποτελούνται από πέντε επίπεδα. Τα τέσσερα μεταφέρουν σωλήνες διαφόρων μεγεθών από 2,262 έως 24 ίντσες διάμετρο. Επίσης το τέταρτο επίπεδο μεταφέρει και τα καλώδια

της εγκατάστασης. Τα υποστυλώματα εδράζονται σε βάσεις από σκυρόδεμα διαστάσεων 0,7x0,7x0.12 μ. Τα κυρίως πλαίσια είναι πακτωμένα στην εντός επιπέδου διεύθυνση, ενώ στην εκτός η σύνδεση τους είναι αρθρωτή. Οι διαμήκεις δοκοί είναι συνδεδεμένοι με τα κύρια πλαίσια με αρθρωτή σύνδεση. Επίσης στη διαμήκη διεύθυνση εντοπίζονται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας για τις εντάσεις στη διεύθυνση αυτή.

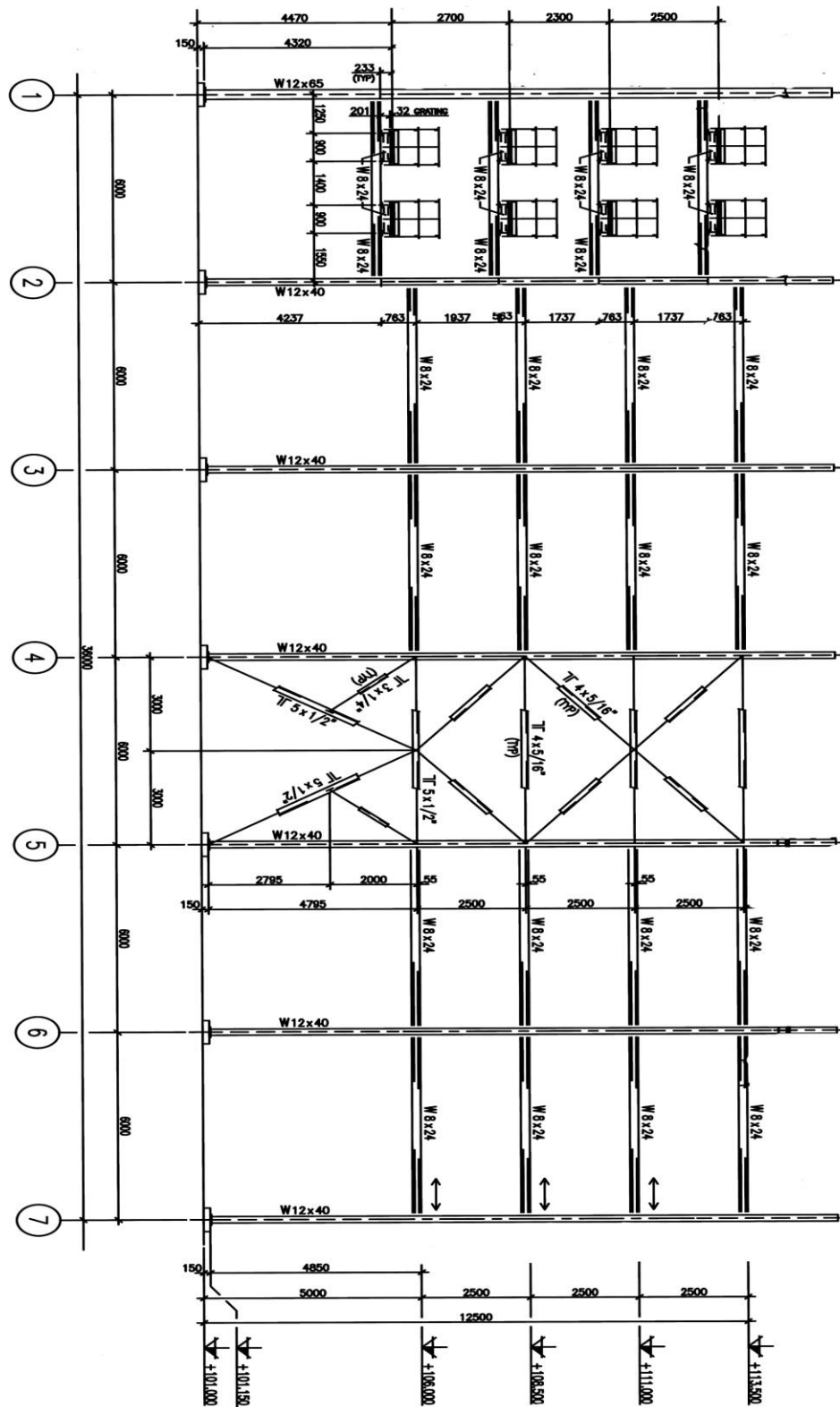
Το τμήμα του φορέα που εξετάζεται αποτελείται από 7 πλαίσια (σύνολο 36 μ. μήκος) και όλες οι σωληνώσεις είναι ευθύγραμμες, δεν σχηματίζουν πουθενά γωνίες (elbows), ούτε διαχωρίζονται σχηματίζοντας ενώσεις μορφής «Τ» (tee connections). Τα υποστυλώματα αποτελούνται από διατομές «H» (W12x65 για το πρώτο πλαίσιο και W12x40 για τα υπόλοιπα), οι διαδοκίδες από «H» και «I» (W12x65 για τα τρεις πρώτες του πρώτου πλαισίου και W12x30 για όλες τις υπόλοιπες), οι διαμήκεις δοκοί από «I» (W8x24) και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας από διπλά γωνιακά (L5x1/2'', L4x5/16'', L3x1/4''). Τέλος στο πρώτο άνοιγμα υπάρχει πλατφόρμα για επίβλεψη και επισκευή σε όλα τα επίπεδα. Η πρόσβαση γίνεται με σκάλα, η οποία αποτελεί ξεχωριστή κατασκευή και δεν έχει συμπεριληφθεί στο μοντέλο.

3.1.3 Σχεδιασμός του φορέα

Ο σχεδιασμός του φορέα έγινε σύμφωνα με τις προτάσεις του Αμερικάνικου Ινστιτούτου Μεταλλικών Κατασκευών (AISC) στο εγχειρίδιο «Προδιαγραφές για Κτήρια από Χάλυβα» (Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05) [5]. Για τα φορτία (ιδιοβάρη, φορτία από πλατφόρμες και κινητά φορτία) λήφθηκαν υπόψη οι συστάσεις του PIP STC01015 [31], ενώ για τον άνεμο οι συστάσεις της Ένωσης Αμερικάνων Πολιτικών Μηχανικών (ASCE) στο εγχειρίδιο ASCE 7-02: «Ελάχιστα Φορτία Σχεδιασμού Κτηρίων και Άλλων Κατασκευών» (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) [9]. Τέλος ο αντισεισμικός σχεδιασμός έγινε επίσης με συστάσεις της ASCE για πετροχημικές εγκαταστάσεις «Οδηγίες για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό και την Αποτίμηση Πετροχημικών Εγκαταστάσεων» (Guidelines for Seismic Evaluation and Design of Petrochemicals Facilities) [10].

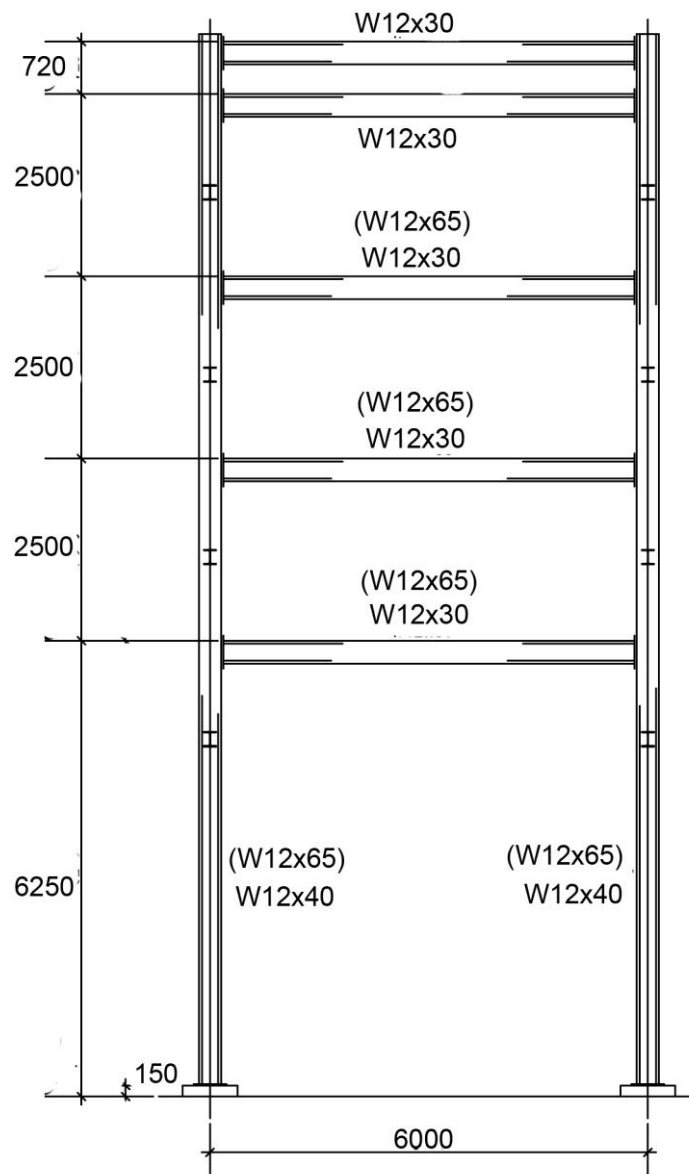


Εικόνα 3.4: Κάτοψη της υπό μελέτη εγκατάστασης.



Εικόνα 3.5: Όψη του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (x).

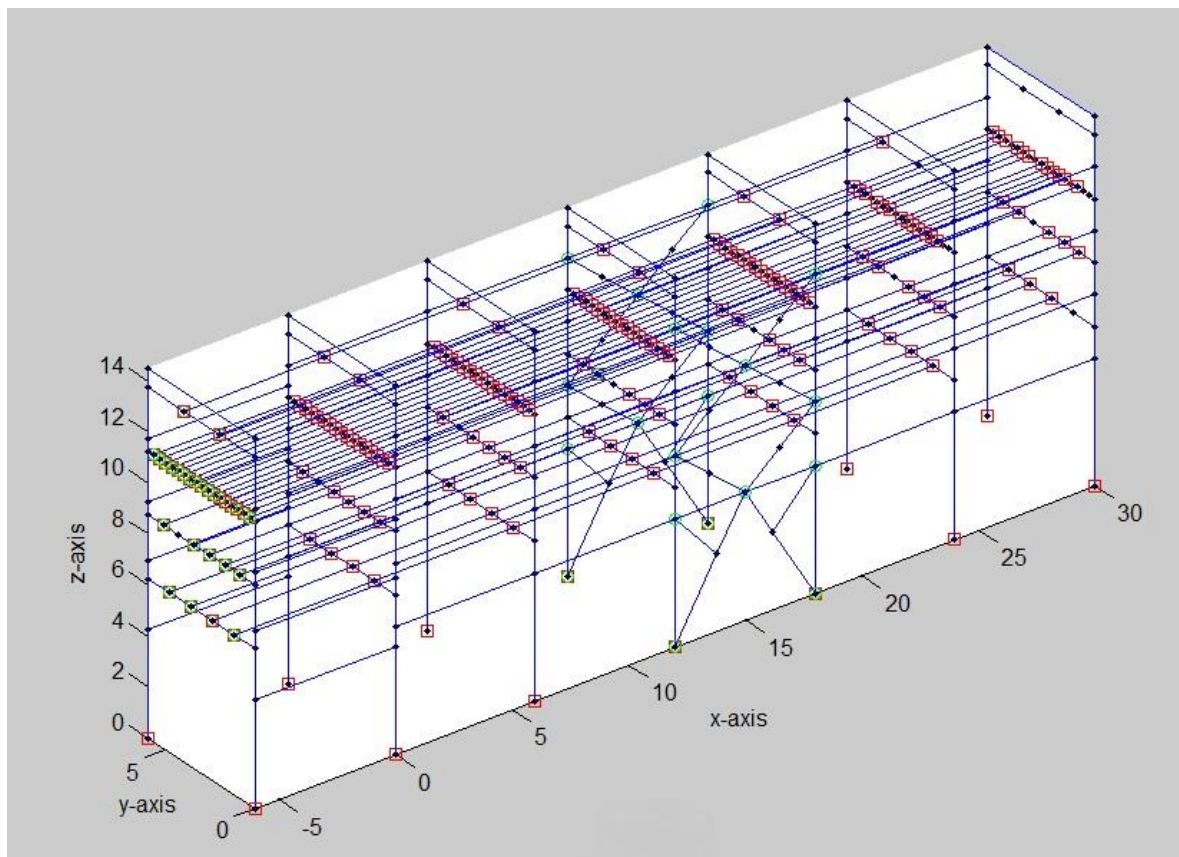
ΤΥΠΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ
(διεύθυνση Y)



Εικόνα 3.6: Τυπικό πλαίσιο κατά τη εγκάρσια διεύθυνση (y).

3.2 Περιγραφή αναλυτικού μοντέλου

Το μοντέλο έγινε με το λογισμικό OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Το OpenSEES επιτρέπει στο χρήστη τη δημιουργία εφαρμογών πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση της απόκρισης στατικών και γεωτεχνικών συστημάτων όταν αυτά υπόκεινται σε σεισμική διέγερση. Η είσοδος των δεδομένων γίνεται με εντολές στη γλώσσα προγραμματισμού Tcl.



Εικόνα 3.7: Το μοντέλο που δημιουργήθηκε στο OpenSees.

3.2.1 Προσομοίωση υλικών

Όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής έχουν υλικό χάλυβα A36. Ο χάλυβας A36 έχει:

πυκνότητα	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ (0.28 lb/in ³)
μέτρο ελαστικότητας	$E = 200 \text{ GPa}$ (29.000.000 psi)
λόγο Poisson	$\nu = 0,26$
μέτρο διάτμησης	$G = 75 \text{ GPa}$ (10.900.000 psi).

Για διατομές με πάχος λιγότερο από 8 ίντσες (~20 εκ.), όπως είναι όλες οι διατομές της κατασκευής, έχει:

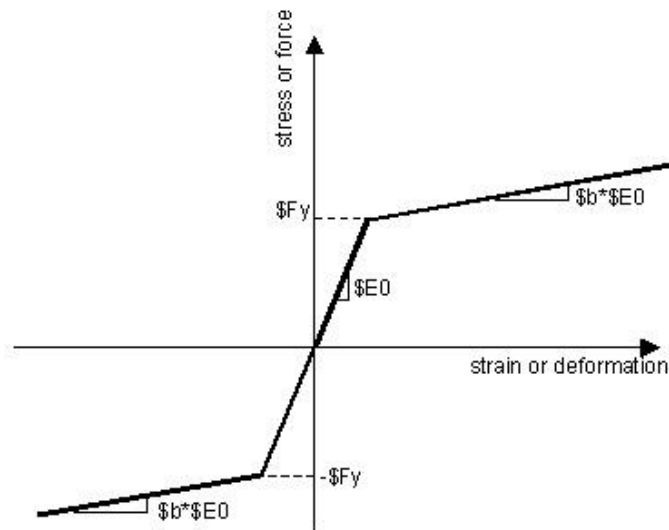
όριο διαρροής	$f_y = 36.000 \text{ psi}$ (248 MPa)
όριο θραύσης	$f_u = 58.000\text{-}80.000 \text{ psi}$ (400-550 MPa).

Χρησιμοποιήθηκαν δυο υλικά, ένα μόνο με ελαστικό κλάδο (OpenSEES: uniaxialmaterial Elastic) το οποίο έχει κλίση $E=29.000 \text{ ksi}$, και ένα με ελαστοπλαστικό

κλάδο (OpenSEES: uniaxialmaterial Steel01) με κλίση E , όριο διαρροής $f_y = 248 \text{ MPa}$, και κράτυνση με κλίση $\beta \cdot E$, όπου $\beta=0,001$.

Επίσης δημιουργήθηκε και ένα τρίτο υλικό για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά τους, το οποίο εξηγείται αναλυτικότερα στη συνέχεια.

Τέλος οι σωλήνες είναι από υλικό A106 B κατηγορίας με:
 μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$ (29.000.000 psi)
 όριο διαρροής $f_y = 35.000 \text{ psi}$ (240 MPa)



Εικόνα 3.8: Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης του υλικού Steel01.

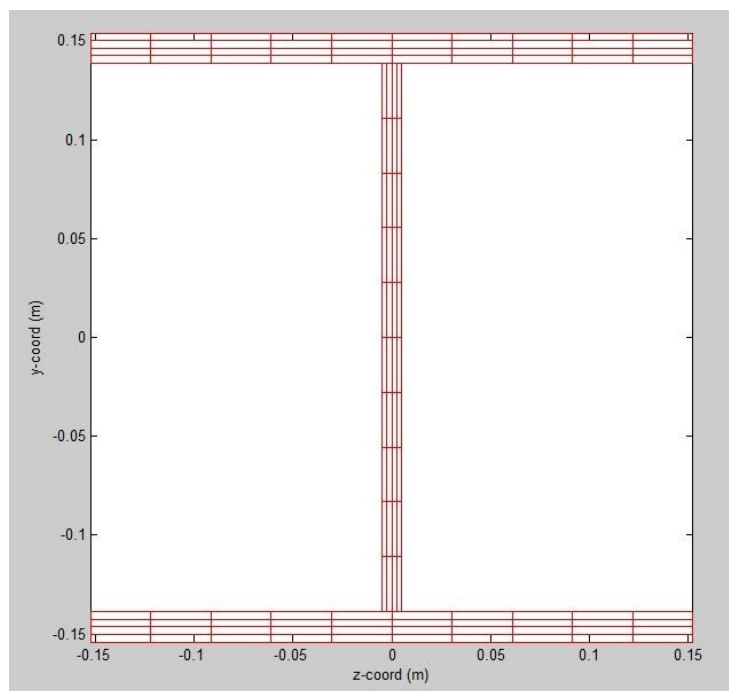
3.2.2 Προσομοίωση κυρίων πλαισίων

Τα κύρια πλαίσια αποτελούνται από ένα ζεύγος υποστυλωμάτων και πέντε κυρίες δοκούς. Το πρώτο πλαίσιο έχει υποστυλώματα διατομής W12x65. Οι τρεις πρώτες δοκοί είναι επίσης διατομής W12x65 ενώ οι τελευταίες δυο W12x30. Στα υπόλοιπα πλαίσια οι διατομές είναι W12x40 και W12x30 για τα υποστυλώματα και τις δοκούς αντίστοιχα. Η σύνδεση υποστυλωμάτων και δοκών είναι σύνδεση ροπής. Η σύνδεση των υποστυλωμάτων με τα θεμέλια επιτρέπει την στροφή κατά το διαμήκη άξονα (άξονας x).

Για τη δημιουργία των διατομών χρησιμοποιήθηκαν διατομές από ίνες (fiber section) [33], [34]. Οι διατομές με στοιχεία ινών προσομοιώνουν κατανεμημένη την πλαστιμότητα με αριθμητικές ολοκληρώσεις στη διατομή του στοιχείου και κατά το μήκος του. Οι διατομές αποτελούνται από 4 στρώσεις των 10 ινών για τα πέλματα, και αντίστοιχα 4 στρώσεις των 10 ινών για το καθαρό ύψος του κορμού. Για τα fiber sections τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά (εμβαδό διατομής και ροπές αδρανείας στον κύριο και στο δευτερεύων άξονα) υπολογίζονται αυτόματα, ενώ η σταθερά στέψης υπολογίζεται ξεχωριστά για ανοιχτές λεπτότοιχες διατομές, συντιθέμενες από επίπεδα ελάσματα με λόγο $b_i/t_i > 10$ (b_i : πλάτος, t_i : πάχος) από τον τύπο [3]:

$$I_t = \frac{1}{3} \sum b_i t_i^3, \quad (3.1)$$

Χρησιμοποιήθηκαν μη-γραμμικά στοιχεία με βάση την ισορροπία δυνάμεων (OpenSEES: Force-Based BeamColumn Element). Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε είναι το «Steel01». Τέλος για τα υποστυλώματα έχουν ληφθεί υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως (OpenSEES: geometrical transformation P - delta).



Εικόνα 3.9: Fiber Section, αναφέρεται στη διατομή W12x65.

3.2.3 Προσομοίωση δοκών στη διαμήκη διεύθυνση

Οι δοκοί στη διαμήκη διεύθυνση αποτελούνται από διατομές W8x24. Η σύνδεσή τους με τα υποστυλώματα είναι αρθρωτή και για αυτό έχει θεωρηθεί ότι συμπεριφέρονται ως ράβδοι δικτυώματος και παραλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία. Ότι πρόκειται για ράβδους δικτυώματος ενισχύεται από το γεγονός ότι κατακόρυφα φορτίζονται αποκλειστικά και μόνο από το ιδιοβάρος τους, χωρίς την επίδραση κάποιου εξωτερικού φορτίου. Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε είναι το «Elastic», αφού δεν αναμένονται μεγάλα αξονικά φορτία, ώστε να ξεπεράσουν το όριο διαρροής πριν αστοχήσει ο φορέας σε άλλο σημείο.

3.2.4 Προσομοίωση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούνται από δυο χιαστί 2 επιπέδων το κάθε ένα. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι διπλά «L» με απόσταση μεταξύ τους 16 χιλιοστά. Στα ανώτερα επίπεδα οι διατομές είναι $L4x5/16''$, στο πρώτο επίπεδο $L5x1/2''$, ενώ τα βοηθητικά είναι $L3x1/4''$. Οι συνδέσεις είναι όλες αρθρωτές. Η προσομοίωση έγινε με fiber sections, για απλούστευση όμως δεν χρησιμοποιήθηκαν διατομές με διπλά «L», αλλά ισοδύναμες διατομές μορφής «H» (ίδιο εμβαδό και ίδια ροπή αδρανείας στους δυο άξονες). Και εδώ χρησιμοποιήθηκαν μη-γραμμικά στοιχεία «Force-Based».

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι τα στοιχεία που αναλαμβάνουν ουσιαστικά όλες τις δράσεις (σεισμικές) στη διαμήκη διεύθυνση του φορέα, οπότε αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις, που μπορεί να οδηγήσουν σε διαρροή, λυγισμό ή τοπικό λυγισμό. Συνήθως το φαινόμενο που εκδηλώνεται πρώτο είναι ο καθολικός λυγισμός. Η απώλεια ευστάθειας του μέλους οδηγεί σε μείωση της αντοχής και στον επόμενο κύκλο φόρτισης δημιουργείται στο μέσο του πλαστική άρθρωση, το οποίο συνοδεύεται από μεγάλες παραμορφώσεις και εκδήλωση τοπικού λυγισμού.

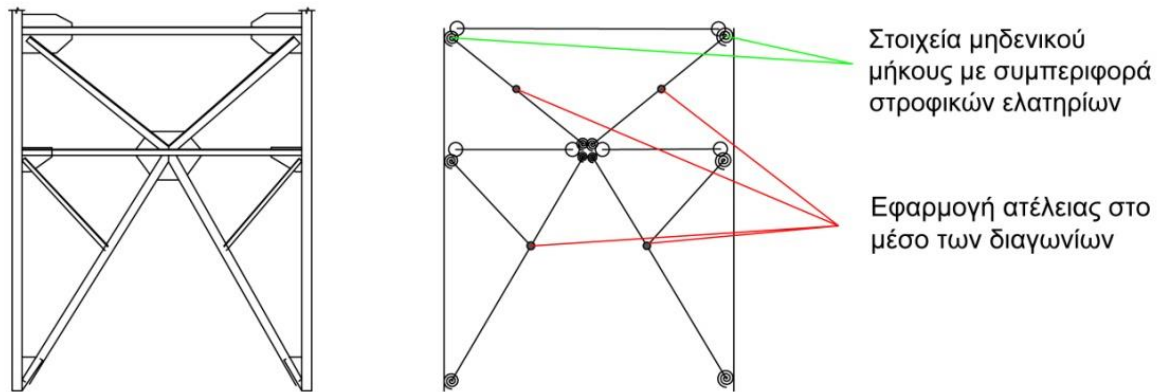
Η προσομοίωση έγινε όπως προτείνεται από τους *Uriz and Mahin (2008)* [34], [35]: Αρχικά το μέλος χωρίστηκε σε 2 στοιχεία. Στο μέσο από αυτά τα δυο στοιχεία εφαρμόστηκε ατέλεια με μετακίνηση του κόμβου κατά 0.1% επί το μήκος του μέλους και κατά τις τρεις διευθύνσεις. Τα στοιχεία αποτελούνται από 4 στρώσεις των 10 ινών στα πέλαμα και 4 στρώσεις των 10 στον κορμό. Οι ακραίοι κόμβοι του στοιχείου είναι διαφορετικοί από αυτούς της κατασκευής (διαφορετικοί κόμβοι με ακριβώς τις ίδιες συντεταγμένες) και είναι συνδεδεμένοι μεταξύ τους με στοιχεία μηδενικού μήκους. (Opensees: zeroLength elements). Τα στοιχεία αυτά (zeroLength) είναι προσανατολισμένα στη διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου του κατακόρυφου συνδέσμου και είναι τέτοια που να επιτρέπουν τις σχετικές στροφές του συνδέσμου σε σχέση με την υπόλοιπη κατασκευή. Για να γίνει χρησιμοποιήθηκε ένας συνδυασμός από δυο υλικά, το ένα με μέτρο ελαστικότητας το 1/100 του μέτρου ελαστικότητας του χάλυβα (200 GPa), το οποίο εφαρμόστηκε για τη στροφή στις δυο κάθετες διευθύνσεις και το άλλο με μέτρο ελαστικότητας 100 φορές το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα, το οποίο εφαρμόστηκε για την μετακίνηση στις τρεις διευθύνσεις και την στροφή κατά μήκος του άξονα του στοιχείου (στρέψη). Έτσι ουσιαστικά δημιουργήθηκε ένα ελατήριο που επιτρέπει τη σχετική στροφή στα άκρα του συνδέσμου δυσκαμψίας.

Οι οριζόντιες δοκοί που υπάρχουν στα σημεία των κατακόρυφων συνδέσμων, έχουν διατομή διπλού «L» ($L4x5/16''$), συμπεριφέρονται όμως ως ράβδοι δικτύωματος και για αυτό έχουν θεωρηθεί ότι συμπεριφέρονται ελαστικά (υλικό «Elastic»).

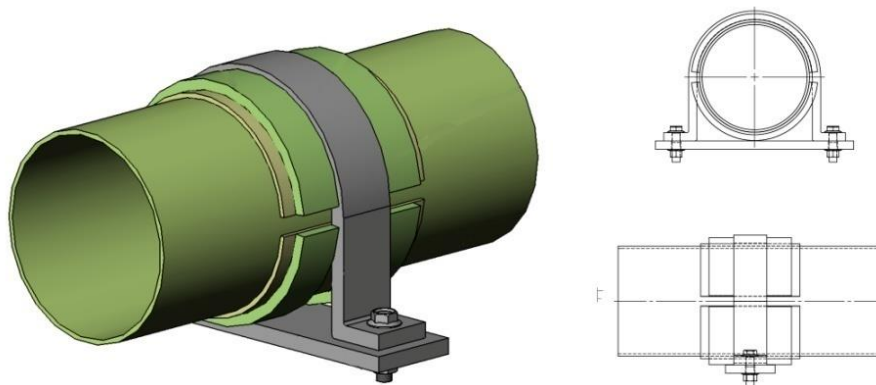
3.2.5 Προσομοίωση σωληνώσεων

Στα τέσσερα πρώτα επίπεδα βρίσκονται οι σωληνώσεις, οι οποίες στηρίζονται στις κύριες δοκούς των πλαισίων. Οι στηρίξεις είναι τέτοιες ώστε δεν επιτρέπεται η μετακίνηση κατά την εγκάρσια διεύθυνση (οριζόντια ή κάθετα). Κατά τη διαμήκη, όμως διεύθυνση οι σωλήνες είναι ελεύθερες να μετακινηθούν με περιοριστικό παράγοντα μόνο αυτόν της τριβής. Στο μοντέλο θεωρήθηκε ότι μετακινούνται μαζί με τα σημεία επαφής στις δοκούς στις εγκάρσιες διευθύνσεις (άξονες y και z), ενώ κατά τη διαμήκη είναι τελείως ελεύθερα.

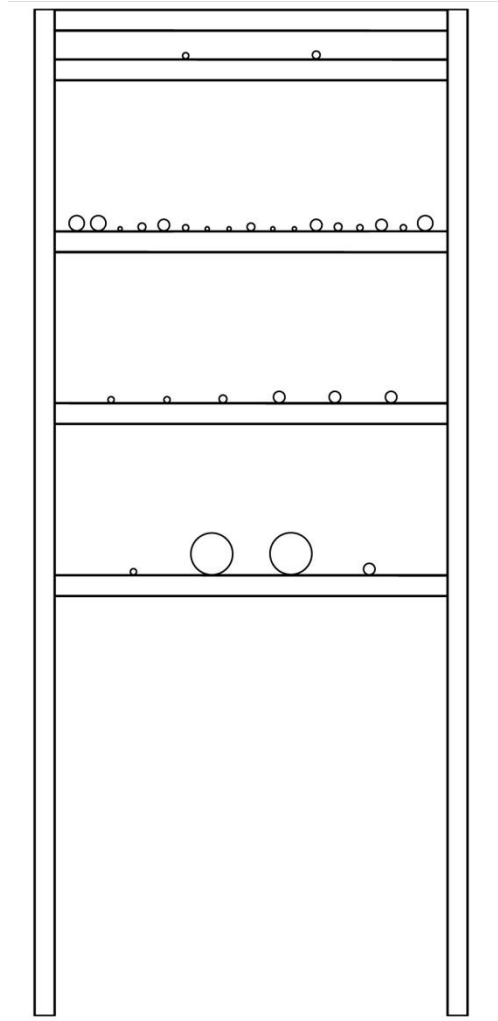
Οι σωλήνες έχουν υψηλό όριο διαρροής, ενώ τα φορτία που αναλαμβάνουν είναι μόνο το ιδιοβάρος και η εσωτερική πίεση αν υπάρχει, για τα οποία όμως έχουν ελεγχθεί από τον κατασκευαστή. Έτσι δεν κινδυνεύουν να διαρρεύσουν λόγω φόρτισης. Κινδυνεύουν όμως, εξαιτίας της μορφής της σύνδεσης τους με τις κύριες δοκούς, να διαρρεύσουν λόγω διαφορετικών μετακινήσεων στην εγκάρσια διεύθυνση. Έτσι όσον αφορά το κομμάτι της ανάλυσης του φορέα, συμπεριφέρονται ελαστικά (και εκ των υστέρων ελέγχονται οι διαφορετικές μετακινήσεις) και για αυτό στο μοντέλο υπάρχουν ως ελαστικοί δοκοί (OpenSEES: ElasticBeamColumn Element) με υλικό «Elastic».



Εικόνα 3.10: Προσομοίωση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.



Εικόνα 3.11: Μορφή στήριξης σωληνώσεων στις κύριες δοκούς



Εικόνα 3.12: Οι σωλήνες, όπως θεωρήθηκε ότι βρίσκονται στον φορέα υποστήριξης.

3.2.6 Προσομοίωση μαζών

Για τις μάζες του φορέα υποστήριξης θεωρήθηκε για απλούστευση ότι αυτές βρίσκονται συγκεντρωμένες στα σημεία σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων και όχι κατανεμημένες κατά μήκος των μεταλλικών στοιχείων. Επίσης, εφόσον είναι συγκεντρωμένες σε κόμβους θεωρήθηκε ότι είναι μόνο μεταφορικές. Όσον αφορά τις σωλήνες οι μάζες θεωρείται ότι βρίσκονται συγκεντρωμένες στα σημεία στήριξης με τις κύριες δοκούς. Ως όροφοι έχουν θεωρηθεί τα επίπεδα σύνδεσης κυρίων δοκών και υποστυλωμάτων (επίπεδα σωληνώσεων), έτσι μαζί με την οροφή προκύπτουν τελικά πέντε όροφοι.

Πίνακας 3.1: Μάζες της κατασκευής

Όροφος	Μάζα Μεταλλικού Σκελετού (ton)	Μάζα Πλατφόρμας (ton)	Μάζα Σωληνώσεων (ton)	Μάζα καλωδίων και λοιπού εξοπλισμού (ton)	Σύνολο (ton)
1	12,17	1,83	32,56	-	46,56
2	7,38	1,83	5,34	-	14,55
3	7,38	1,83	18,08	-	29,29
4	5,92	1,83	1,36	22,02	31,13
5	2,2	-	-	-	2,2
Σύνολο (t)	35,05	7,32	57,34	22,02	121,73

3.2.7 Προσομοίωση δράσεων

Οι δράσεις που έχουν προσομοιωθεί περιλαμβάνουν τα ιδιοβάρη, τα κινητά φορτία και τον άνεμο (τα δυο τελευταία λαμβάνονται υπόψη μόνο κατά την βαρυντική ανάλυση).

Ιδιοβάρος κατασκευής. Το ιδιοβάρος προκύπτει από: (πυκνότητα) x (επιτάχυνση της βαρύτητας) x (Εμβαδό διατομής) σε μονάδες δύναμης ανά μέτρο μήκους (kN/m) και εφαρμόζεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Εξαιρέση αποτελούν οι διαμήκεις δοκοί, οι οποίες είναι ράβδοι δικτυώματος και το ιδιοβάρος τους έχει τοποθετηθεί ως κομβικό φορτίο στα σημεία σύνδεσης με τα υποστυλώματα. Επίσης ανάμεσα στο πρώτο και δεύτερο πλαίσιο υπάρχει η πλατφόρμα επίβλεψης σε κάθε όροφο. Αποτελείται από μεταλλική σχάρα και κιγκλιδώματα για προστασία. Το ιδιοβάρος αυτών έχει ληφθεί, όπως προτείνεται από το εγχειρίδιο PIP STC01015, ίσο με 0,5 kPa. Για τις σωληνώσεις το ιδιοβάρος προκύπτει ως το μεγαλύτερο από το φορτίο λειτουργίας και το φορτίο ελέγχου. Το φορτίο λειτουργίας είναι το ιδιοβάρος του σωλήνα (διάμετρος x πάχος x ειδικό βάρος), του μεταφερόμενου υγρού (εσωτερικό εμβαδό σωλήνα x ειδικό βάρος ρευστού) και της μόνωσης όπου αυτή υπάρχει. Το φορτίο ελέγχου είναι το ιδιοβάρος του σωλήνα και του ρευστού με το οποίο γίνεται ο έλεγχος, το οποίο είναι το νερό (εσωτερικό εμβαδό σωλήνα x ειδικό βάρος νερού). Τέλος στο τέταρτο επίπεδο υπάρχουν τα καλώδια που μεταφέρονται από το φορέα. Επειδή είναι άγνωστο το μέγεθος και βάρος των καλωδίων το ιδιοβάρος έχει ληφθεί, όπως προτείνεται από το εγχειρίδιο PIP STC01015, ίσο με 0,5 kPa [31].

Κινητό φορτίο. Στο εγχειρίδιο PIP STC01015 προτείνεται να λαμβάνεται υπόψη πάνω στις πλατφόρμες κινητό φορτίο, το οποίο μπορεί να είναι ανθρώπινο δυναμικό για επίβλεψη ή για επισκευές ή προσωρινός μηχανολογικός εξοπλισμός, ίσο 3,6 kPa. Εκτός πλατφόρμας δεν λαμβάνεται υπόψη κινητό φορτίο [31].

Φορτίο ανέμου. Στην προσομοίωση λήφθηκε υπόψη το φορτίο του ανέμου στη βαρυντική ανάλυση, αφού η μονάδα βρίσκεται στην περιοχή της Καραϊβικής, όπου είναι δυνατό να αναπτυχθούν τυφώνες. Η ανάλυση έγινε όπως προβλέπεται στα εγχειρίδια ASCE 7-05 κεφάλαιο 6: Φορτία Ανέμου [9], ASCE: Φορτία Ανέμου σε Πετροχημικές και Άλλες Εγκαταστάσεις [41], Χάρτες με Ταχύτητες Ανέμου στην Καραϊβική για Εφαρμογή στον Υπολογισμό των Φορτίων Ανέμου σύμφωνα με το ASCE 7 [43].

Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και για το υπολογισμό των φορτίων ανέμου στο μοντέλο. Έτσι:

Βασική ταχύτητα ανέμου:	$V = 110 \text{ mph} (=177 \text{ km/h} = 49,2 \text{ m/s})$
Συντελεστής διεύθυνσης:	$K_d = 0,85$
Συντελεστής σπουδαιότητας:	Κατηγορία IV : $I = 1,15$
Κατηγορία έκθεσης: B :	$\alpha = 7,00$, $z_g = 366 \text{ m}$
Συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης:	$K_{zt} = 1,00$

Συντελεστής ανεμικής πίεσης για $5 \text{ m} < z = 14,47 \text{ m} < z_g$:

$$K_z = 2,01 * \left(\frac{z}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} = 0,80 , \quad (3.2)$$

Ανεμοπίεση:

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I , \quad (3.3)$$

$$q_z = 1,16 \text{ kN/m}^2$$

Δύναμη ανέμου (εκτός σωλήνων):

$$F = q_z \cdot G \cdot C_f \cdot d, \quad (3.4)$$

όπου:

G: είναι επίδραση του φαινομένου των ριπών του ανέμου και παίρνει τιμή 0,85

C_f: είναι συντελεστής σχήματος. Για τα στοιχεία που αποτελούν τμήμα της κατασκευής (διατομές «H», «I», «L») είναι ίσος με 1,8 και για τον υπόλοιπο εξοπλισμό (καλώδια) είναι ίσος με 2,0.

d: είναι η πλευρά που προσκρούει. Για τα υποστυλώματα είναι το πέλμα (0,30 m για τις διατομές W12x65 και 0,20 m για τις W12x40). Για τις διαμήκεις δοκούς ο κορμός (0,20 m για τις διατομές W8x24). Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι η πλευρά τους (5, 4 & 3 ίντσες ~ 0.10 m). Το φορτίο που προκύπτει είναι γραμμικό και έτσι για τα υποστυλώματα εφαρμόζεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο, ενώ για τις διαμήκεις δοκούς μετατρέπεται σε κομβικό και εφαρμόζεται στα σημεία σύνδεσης.

Για τις σωλήνες η δύναμη που εφαρμόζεται δίνεται από τον τύπο:

$$F = q_z \cdot G \cdot C_f \cdot A_f / L_y, \quad (3.5)$$

G=0,85

C_f: Η τιμή του συντελεστή σχήματος είναι για τους κυκλικούς σωλήνες 0,70

L_y: Είναι το μήκος των κυρίων δοκών = 6 m

$$A_f = (D_{max} + 0,1 \cdot L_y) \cdot L_x, \quad (3.6)$$

L_x: Είναι το μήκος των δοκών κατά μήκος = 6 m

D_{max}: Είναι η διάμετρος του μεγαλύτερου αγωγού σε κάθε επίπεδο

Στις σωληνώσεις το φορτίο του ανέμου εφαρμόζεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, μόνο στο μεγαλύτερο αγωγό κάθε επιπέδου. Τα υπόλοιπα σημεία κάθε επιπέδου που εκτίθενται στον άνεμο λαμβάνονται υπόψη με την προσαύξηση του D_{max} κατά 0,1*L_y.

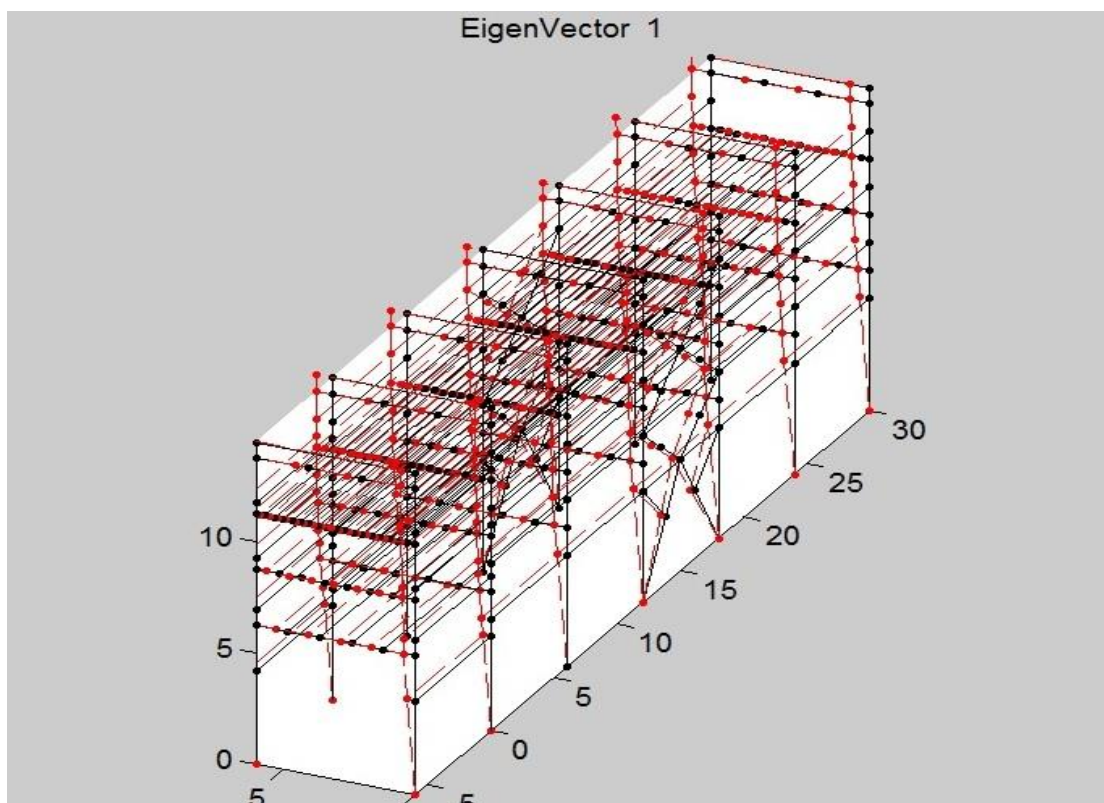
4 Ανάλυση

4.1 Στατικά Φορτία (βαρυτική)

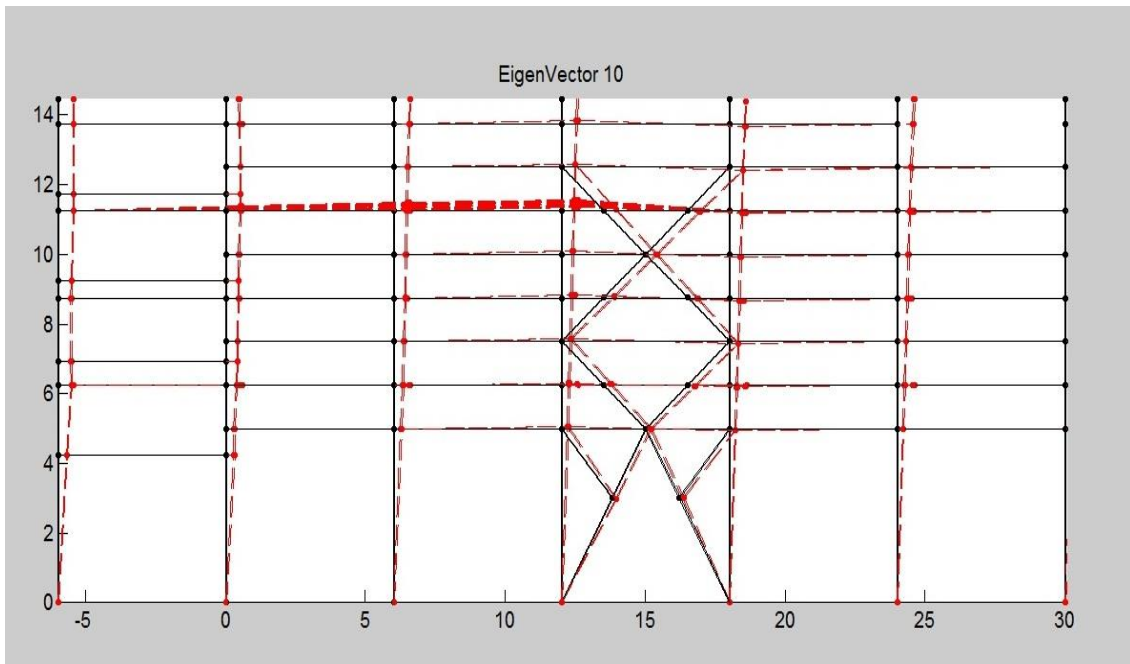
Στο πρώτο στάδιο της ανάλυσης εφαρμόστηκαν όλες οι δράσεις (βαρυτικά φορτία, κινητά φορτία και φορτία ανέμου – οι δράσεις εφαρμόστηκαν με συντελεστή ασφαλείας 1.00) για να επιβεβαιωθεί ότι το κρίσιμο μέγεθος είναι ο σεισμός και όχι η δράση του ανέμου. Το κινητό φορτίο και το φορτίο του ανέμου δεν εφαρμόστηκαν ξανά σε επόμενη ανάλυση.

4.2 Ιδιομορφική ανάλυση

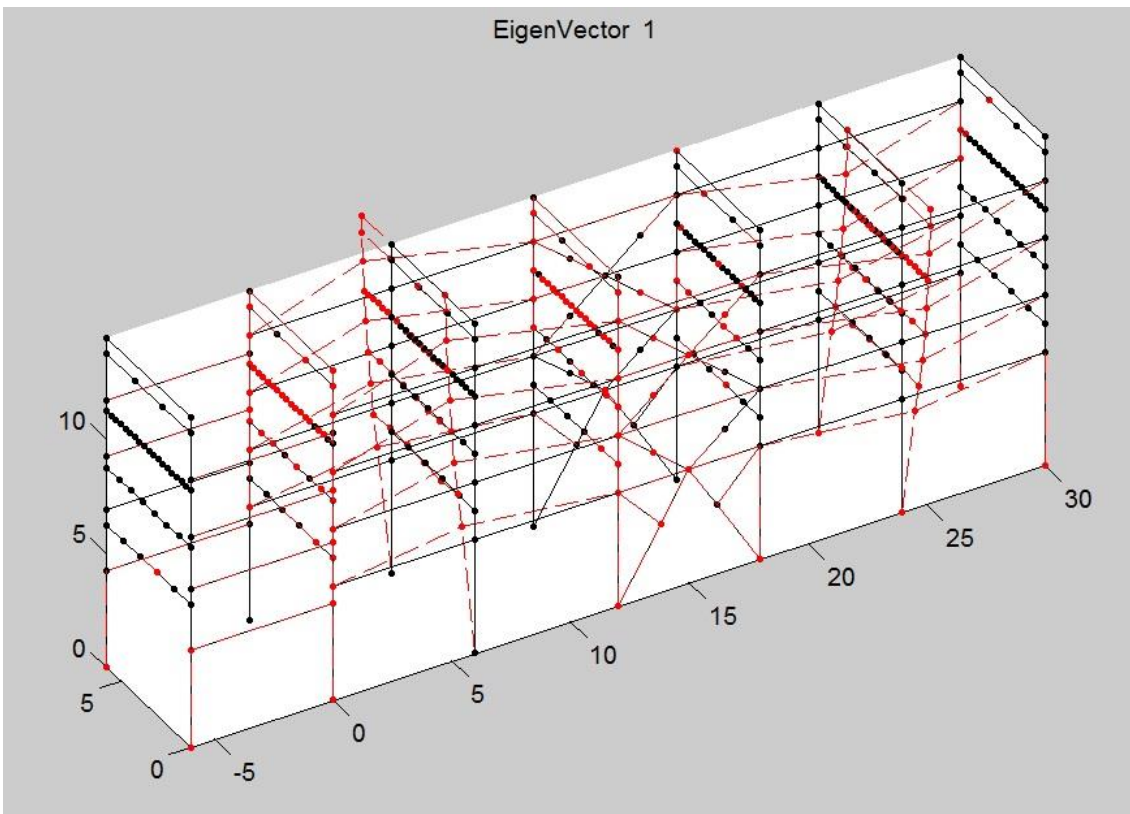
Στη συνέχεια έγινε ιδιομορφική ανάλυση. Οι ιδιομορφές που ονομάζουμε ως πρώτη (transverse) και δεύτερη (longitude) είναι η νούμερο 1 με ιδιοπερίοδο $T_1= 1,226$ sec. και η νούμερο 10 με ιδιοπερίοδο $T_{10}= 0,1839$ sec. αντίστοιχα.



Εικόνα 4.1: 1^η ιδιομορφή



Εικόνα 4.2: 10^η ιδιομορφή



Εικόνα 4.3: 1^η ιδιομορφή του φορέα χωρίς τις σωληνώσεις, $T_1=1,12$ sec

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η συνολική συμπεριφορά του φορέα και των σωληνώσεων. Για τον φορέα υποστήριξης αναφέρεται στους αμερικάνικους κανονισμούς ASME B31.1 [11] (στους ευρωπαϊκούς δεν γίνεται πουθενά αυτή η αναφορά), ότι είναι δυνατό να αγνοηθεί η συμβολή των σωληνώσεων στη συμπεριφορά του φορέα (στατικά και δυναμικά) εάν ο λόγος μάζας των σωληνών προς τη μάζα της μεταλλικής κατασκευής είναι μικρότερος από 25%. Στην περίπτωση του φορέα που μελετάται δεν έχει υιοθετηθεί αυτός ο κανόνας αφενός γιατί η μάζα των σωληνώσεων είναι μεγαλύτερη από του μεταλλικού σκελετού, αφετέρου γιατί ο κανόνας είναι εμπειρικός και διάφορες μελέτες που έχουν γίνει βασισμένες σε αναλύσεις χρονοϊστορίας έδειξαν ότι η αλληλεπίδραση φορέα – σωληνώσεων εξαρτάται από πολλούς ακόμα παράγοντες πέρα από τον λόγο των μαζών τους, όπως οι συνοριακές συνθήκες των σωληνώσεων εκτός φορέα, η μορφή στήριξης των σωληνώσεων στο φορέα, η δυσκαμψία αυτών των στηρίξεων, κ.α.

Ο φορέας που μελετάται δεν περιέχει οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και κάθε πλαίσιο ουσιαστικά, παρόλο που είναι συνδεδεμένο με τα διπλανά του με ράβδους δικτυώματος, λειτουργεί στην εγκάρσια διεύθυνση (y) σαν πρόβολος. Η συμπεριφορά ως ενιαία κατασκευή εξασφαλίζεται από τις σωληνώσεις που υπάρχουν. Στην εικόνα 4.3 παρουσιάζεται η 1^η ιδιομορφή που θα είχε ο φορέας χωρίς τις σωλήνες. Έτσι γίνεται φανερή η αλληλεπίδραση που έχει ο φορέας με τις σωληνώσεις.

4.3 Προσαυξητική στατική ανάλυση (Static Pushover)

Προκειμένου να γίνει αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής πριν τη δυναμική ανάλυση έγινε στατική προσαυξητική ανάλυση (Static Pushover) [14]. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε ήταν με ελεγχόμενα επιβαλλόμενες μετακινήσεις (20% του drift οροφής). Το οριζόντιο φορτίο που εφαρμόστηκε έχει ιδιομορφική κατανομή η οποία έχει πολλαπλασιαστεί με τη μάζα του κάθε ορόφου [4].

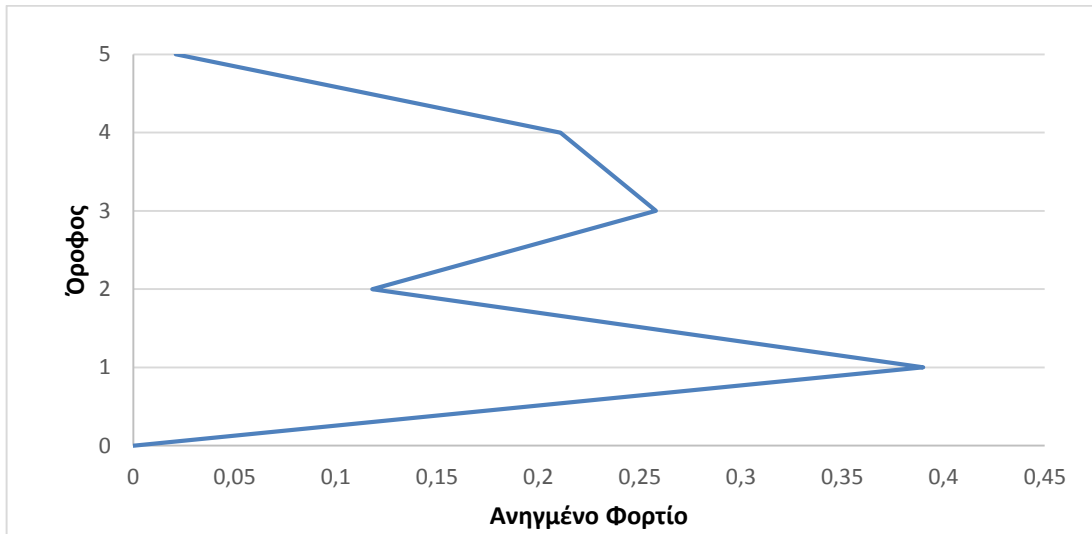
$$Q^k = \frac{w_k \cdot \phi_1^k}{\sum_k w_k \cdot \phi_1^k} V_b, \quad (4.1)$$

Διαμήκης διεύθυνση (x)

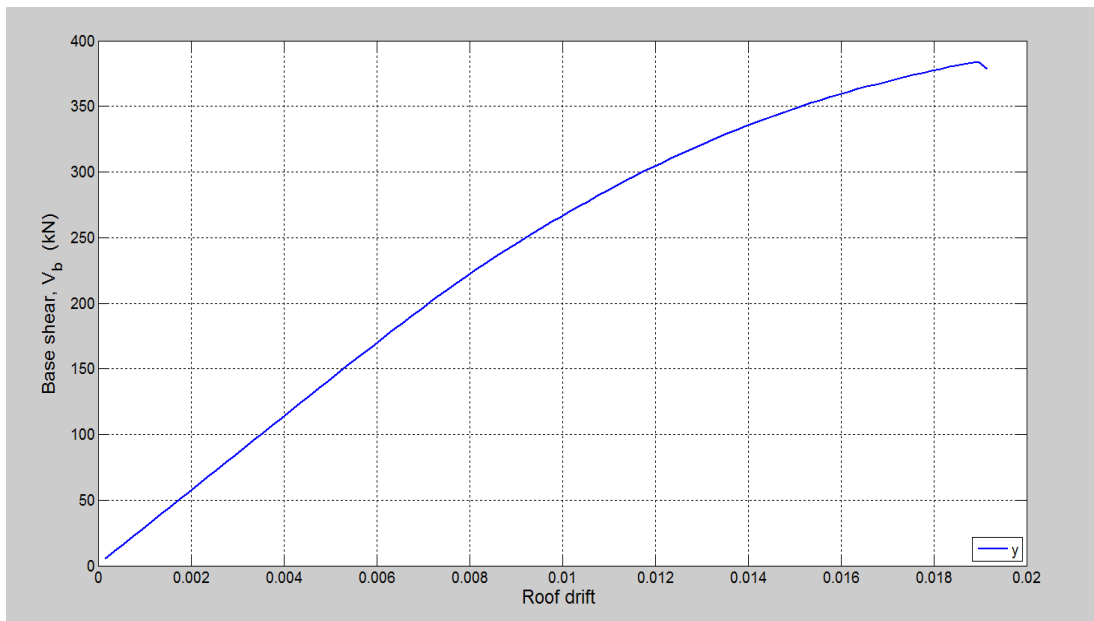
Οπότε το ανηγμένο φορτίο που προκύπτει για τη διεύθυνση x είναι:

Πίνακας 4.1: Ανηγμένο φορτίο στατικής προσαυξητικής ανάλυσης (x) ανά όροφο

Όροφος	Ανηγμένο φορτίο
1	0,40
2	0,09
3	0,27
4	0,22
5	0,02
Σύνολο	1,00



Διάγραμμα 4.4: Ανηγμένο φορτίο στατικής προσαυξητικής ανάλυσης (x) ανά όροφο



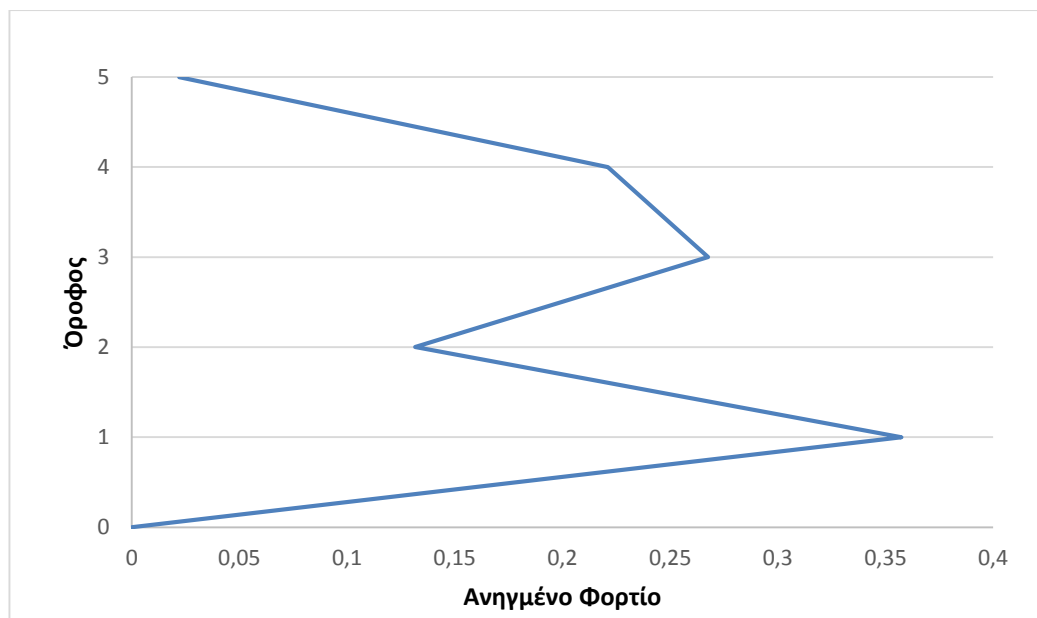
Διάγραμμα 4.5: Καμπύλη Τέμνουσα Βάσης – Σχετική Ανηγμένη Μετατόπιση Οροφής Διαμήκης διεύθυνση (x) (V_b – Roof drift)

Εγκάρσια διεύθυνση (y)

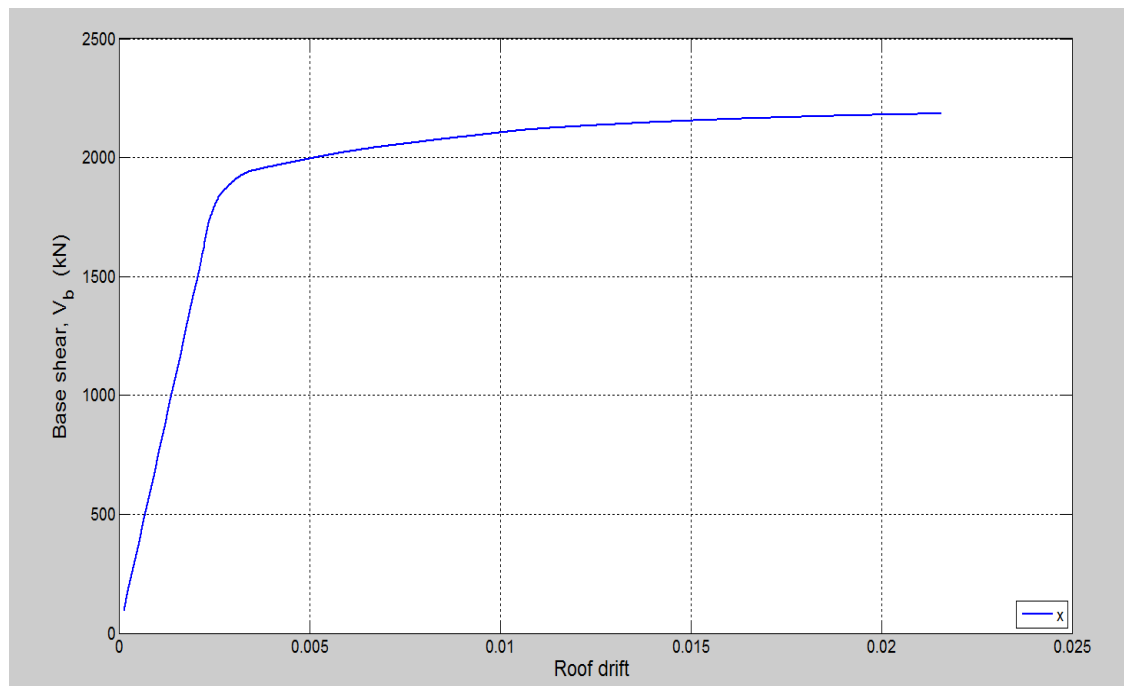
Όμοια το ανηγμένο φορτίο που προκύπτει για τη διεύθυνση y είναι:

Πίνακας 4.2: Ανηγμένο φορτίο στατικής προσαυξητικής ανάλυσης (y) ανά όροφο

Όροφος	Ανηγμένο φορτίο
1	0,35
2	0,13
3	0,28
4	0,22
5	0,02
Σύνολο	1,00



Διάγραμμα 4.6: Ανηγμένο φορτίο στατικής προσαυξητικής ανάλυσης (y) ανά όροφο



Διάγραμμα 4.7: Καμπύλη Τέμνουσα Βάσης – Σχετική Ανηγμένη Μετατόπιση Οροφής Εγκάρσια διεύθυνση (y) (V_b – Roof drift)

4.4 Δυναμική ανάλυση

Σε αντίθεση με τη στατική μη γραμμική ανάλυση, η δυναμική ανάλυση δίνει πιο ακριβή αποτελέσματα απόκρισης μιας και η κατασκευή υπόκειται σε μια ισχυρή εδαφική κίνηση. Σε αυτό το σημείο το μοντέλο υποβάλλεται σε μια σειρά εδαφικών κινήσεων από τις οποίες καταγράφεται η συμπεριφορά του, ώστε να μπορέσει να γίνει αποτίμηση της συμπεριφοράς του [16]. Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης παρουσιάζονται σε διαγράμματα IM-EDP, όπου IM το μέτρο έντασης (intensity measure) και EDP το μέτρο απόκρισης (engineering demand parameter) [42].

Το μέτρο έντασης (IM) είναι ένα χαρακτηριστικό της κίνησης του εδάφους, που επιλέγεται για την ποσοτικοποίηση της έντασης του σεισμού. Τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται ως IM συνήθως είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration – PGA), η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (Peak Ground Velocity – PGV), μέγιστη εδαφική μετατόπιση (Peak Ground Displacement – PGD), η τροποποιημένη κλίμακα Mercalli (Modified Mercalli Intensity – MMI) και η φασματική επιτάχυνση στην πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής με απόσβεση 5% $S_a(T_1, 5\%)$ με το τελευταίο να είναι το επικρατέστερο και αυτό που έχει χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια.

Ως μέτρο απόκρισης (EDP) ορίζεται ένα μέγεθος που χαρακτηρίζει την απόκριση του φορέα για συγκεκριμένη σεισμική διέγερση και μπορεί να προκύψει από την δυναμική ανάλυση της κατασκευής. Το συνηθέστερο μέτρο απόκρισης είναι η σχετική ανηγμένη μετακίνηση του ορόφου (Interstory Drift Ratio – IDR). Για την απόκριση των σωληνώσεων ως μέτρο απόκρισης θα χρησιμοποιηθεί η τάση που αναπτύσσεται.

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί η δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε ένα σετ από 25 ζεύγη καταγραφών (δυο διευθύνσεις) οι οποίες προέρχονται από 5 διαφορετικούς σεισμούς στην πολιτεία της California [38].

Πίνακας 4.3: Σεισμικές δονήσεις στην πολιτεία της California απ' όπου προέρχονται οι καταγραφές.

Σεισμός	Ημερομηνία	Ωρα	Μέγεθος (Σεισμική Ροπή)	Πορεία Ρήγματος
Imperial Valley	15/10/79	23:16	6,9	Οριζόντιο
Loma Prieta	18/10/89	00:05	7,1	Ανάστροφο
Northridge	17/01/94	12:31	6,7	Κανονικό
San Fernando	09/02/71	14:00	6,6	Κανονικό
Superstition Hills	24/11/87	13:16	6,6	Οριζόντιο

Πίνακας 4.4: Σεισμικές Καταγραφές.

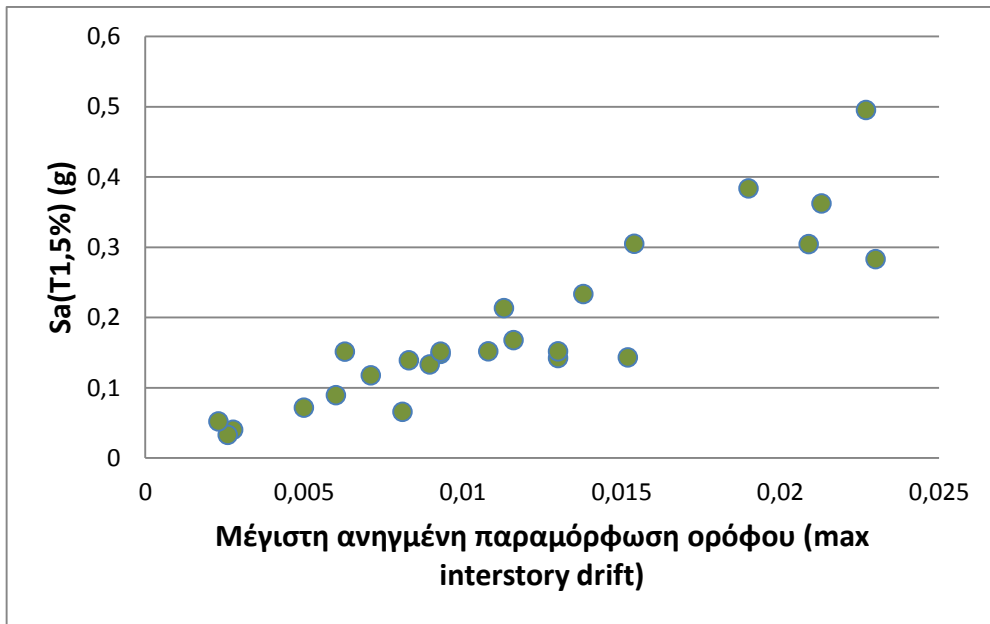
Καταγραφή	Σεισμός	Περιοχή	Απόσταση από την πηγή (χιλιόμετρα)	Διεύθυνση (μοίρες)	Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA) (g)
01	Loma Prieta	Agnes State Hospital	28,2	000	0,1720
				090	0,1591
02	Loma Prieta	Anderson Dam Downstream	21,4	270	0,2439
				360	0,2398
03	Superstition Hills	El Centro Imp Co Center	13,9	000	0,3579
				090	0,2583
04	Northridge	Baldwin Hills	31,30	360	0,1677
				090	0,2388
05	Northridge	Centinela	30,9	155	0,4650
				245	0,3216
06	Loma Prieta	Coyote Lake Dam Downstream	22,3	195	0,1604
				285	0,1791
07	Northridge	Canoga Park	15,8	106	0,3558
				196	0,4203
08	Northridge	LA - Faring RD	23,9	000	0,2734
				090	0,2424
09	Northridge	LA - Fletcher	29,5	144	0,1617
				234	0,2404
10	Northridge	Glendale - Las Palmas	25,4	177	0,3572
				267	0,2059

11	Imperial Valley	Chihuahua	28,7	282 012	0,2541 0,2704
12	Imperial Valley	Compuertas	32,6	285 015	0,1473 0,1862
13	Loma Prieta	Hollister Diff Array	25,8	165 255	0,2687 0,2789
14	Imperial Valley	El Centro Array #1	15,5	140 230	0,1395 0,1344
15	Imperial Valley	El Centro Array #12	18,2	140 230	0,1433 0,1163
16	Imperial Valley	El Centro Array #13	21,9	140 230	0,1170 0,1391
17	Northridge	Hollywood Storage FF	25,5	360 090	0,3583 0,2314
18	Imperial Valley	Plaster City	31,7	045 135	0,0424 0,0568
19	Loma Prieta	Hollister South & Pine	28,8	000 090	0,3705 0,1774
20	Loma Prieta	Halls Valley	31,6	000 090	0,1341 0,1025
21	Northridge	Lake Hughes	36,3	000 090	0,0866 0,0767
22	Northridge	Leona Valley #2	37,7	000 090	0,0911 0,0633
23	San Fernando	LA Hollywood Stor. LOT	21,2	090 180	0,2099 0,1742
24	Loma Prieta	Sunnyvale Colton ave.	28,8	360 270	0,2086 0,2073
25	Loma Prieta	Waho	16,9	000 090	0,3695 0,6380

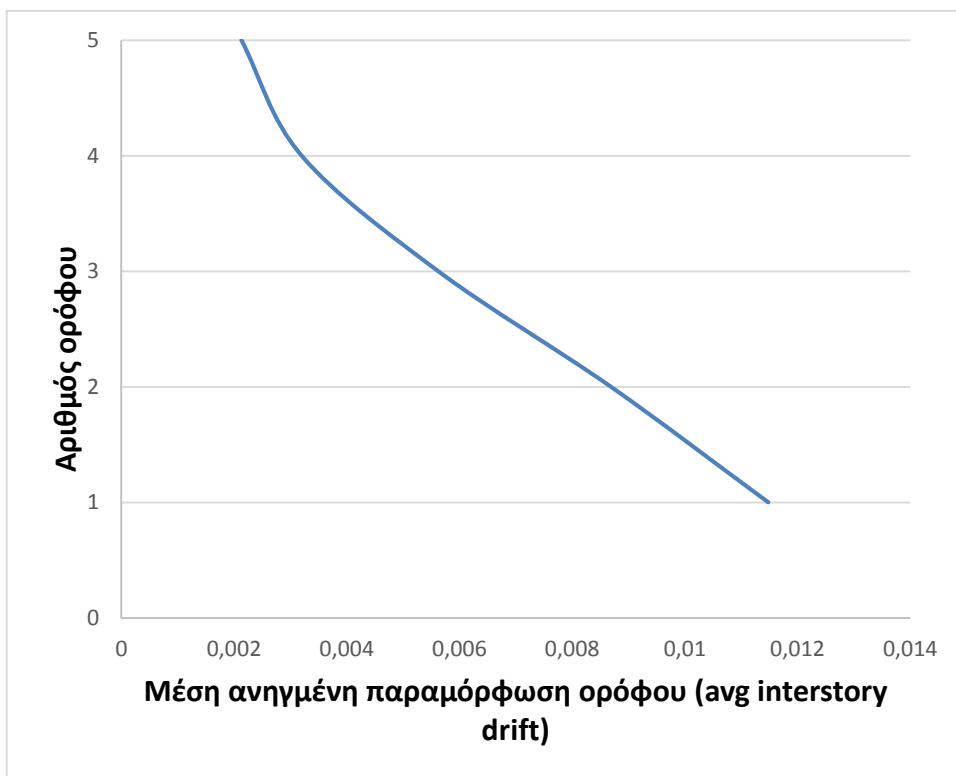
Από κάθε ανάλυση επιλέγετε ένα μοναδικό νούμερο (η μέγιστη ανηγμένη μετακίνηση του) και μαζί με την αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση της καταγραφής αποτυπώνεται ένα σημείο στο διάγραμμα $Sa(T_1, 5\%) - Drift$.

Η $Sa(T_1, 5\%)$ αναφέρεται συνολικά και στις δυο διευθύνσεις που εφαρμόστηκε, και προέκυψε ως ο γεωμετρικός μέσος των δυο.

$$Sa(T_1, 5\%)_{xy} = \sqrt{Sa(T_1, 5\%)_x \cdot Sa(T_1, 5\%)_y}, \quad (4.2)$$



Διάγραμμα 4.8: Συνολική απόκριση φορέα



Διάγραμμα 4.9: Μέση απόκριση κάθε ορόφου για τα 25 ζεύγη καταγραφών.

4.5 Αποτίμηση Συμπεριφοράς Σωληνώσεων

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην εισαγωγή, η βιβλιογραφία, που υπάρχει για την αποτίμηση των φορέων υποστήριξης σωληνώσεων, αλλά και για τις ίδιες τις σωληνώσεις είναι μικρή.

Όσον αφορά τον φορέα υποστήριξης σωληνώσεων συμπεριφέρθηκε όπως είχε σχεδιαστεί. Τα πλαίσια ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση συμπεριφέρθηκαν ελαστικά, χωρίς να διαρρεύσουν και αποκτήσουν μόνιμες παραμορφώσεις. Οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορεί να μην έφτασαν το όριο διαρροής, ξεπέρασαν όμως κατά πολύ το φορτίο καθολικού λυγισμού, ακόμα και με την μικρότερη καταγραφή που εφαρμόστηκε [1], [2]. Η αστοχία σε λυγισμό φαίνεται και από την καμπύλη *Τέμνουσα βάσης – Σχετική ανηγμένη μετατόπιση οροφής, διεύθυνση X* (διάγραμμα 4.5). Έτσι εκτιμάται ότι μετά από κάθε σεισμική δόνηση χρήζουν αλλαγής ακόμα και αν δεν προκληθεί εμφανής αστοχία.

Η αποτίμηση των σωληνώσεων έγινε εκτίμηση με βάση την πιθανότητα αστοχίας [15] [37]. Για τη σεισμική συμπεριφορά των σωληνώσεων μοναδική αναφορά γίνεται στο ευρωπαϊκό κείμενο EN-13480- Μέρος 3 [25]. Ο έλεγχος σύμφωνα με αυτό το πρότυπο γίνεται με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις σε δυο περιπτώσεις σεισμού, τον σεισμό που θα επιτρέψει τη συνέχιση της λειτουργίας (OBE – Operating Basis Earthquake) και τον σεισμό που θα προκαλέσει το κλείσιμο της εγκατάσταση ή τμήματος αυτής (SSE – Safe Shutdown Earthquake). Στους αμερικάνικους κανονισμούς (ASME B31.1 & ASME B31.3) αναφέρεται μόνο ότι η επιτρεπόμενη τάση σε περίπτωση σεισμού μπορεί να είναι 1,33 φορές μεγαλύτερη από την βασική επιτρεπόμενη τάση [11], [12]. Επίσης έχουν γίνει μελέτες για τη συμπεριφορά των σωληνώσεων με βάση τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις. Στην παρούσα μελέτη ο έλεγχος έχει γίνει με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις [37].

Έλεγχος με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις:

Η συνολική τάση που αναπτύσσεται σε μια σωλήνα είναι:

$$\sigma = \frac{p \cdot D}{4 \cdot t} + 0,75 \cdot i \cdot \frac{M_A + M_B}{W_{el}} \leq k \cdot f_h, \quad (4.3)$$

p = εσωτερική πίεση

D = εξωτερική διάμετρος

d = εσωτερική διάμετρος

t = πάχος σωλήνα

0,75*i = συντελεστής σχήματος, για ευθύγραμμους σωλήνες είναι ίσος με τη μονάδα

M_A = ροπή λόγω φορτίων λειτουργίας

M_B = ροπή λόγω περιστασιακών φορτίων (σεισμός)

W_{el} = ελαστική ροπή αντιστάσεως

f_h = επιτρεπόμενη τάση

k = 1,2 για σεισμό λειτουργίας (OBE – EN 13480)

k = 1,8 για σεισμό αστοχίας (SSE – EN 13480)

k = 1,33 για σεισμό (ASME B31.3)

Για σωληνωτή διατομή:

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot (D-d)^4}{32 \cdot D}, \quad (4.4)$$

Πίνακας 4.5: Βασική επιτρεπόμενη τάση με βάση τη θερμοκρασία λειτουργίας του σωλήνα.

Θερμοκρασία (°C)	Επιτρεπόμενη τάση (MPa)
40	140
65	140
100	140
125	140
150	140
175	137
200	135
225	133

Στη συνέχεια για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του φορέα, υπέρ της ασφαλείας, έχει επιλεγεί η βασική επιτρεπόμενη τάση στη μέγιστη θερμοκρασία (133MPa) μιας και για την πραγματική θερμοκρασία λειτουργίας δεν υπάρχουν στοιχεία. Οι επιτρεπόμενες τάσεις όπως διαμορφώνονται για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.6. Επιπλέον στις σωληνώσεις του συγκεκριμένου φορέα δεν υπάρχουν στοιχεία για ύπαρξη εσωτερικής πίεσης και έχει θεωρηθεί πως δεν υπάρχει.

Πίνακας 4.6: Επιτρεπόμενες τάσεις για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας:

Στάθμη επιτελεστικότητας	k	k*f _y (MPa)
EN 13480, OBE	1.2	159,6
EN 13480, SSE	1.8	239,4
ASME B31.1	1.33	176,9

Έλεγχος με βάση τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις: [37]

$$\varepsilon_c^{crit} = 0,5 \cdot \frac{t}{D} - 0,0025 + 3000 \left(\frac{(P_i - P_e) \cdot D}{2 \cdot t \cdot E_s} \right)^2, \quad (4.5)$$

όπου

P_i = εσωτερική πίεση

P_e = εξωτερική πίεση

E_s = μέτρο ελαστικότητας σωλήνα

Πίνακας 4.7: Μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση σωλήνα σε διάφορους κανονισμούς

Χώρα	Πρότυπο	Μέγιστη παραμόρφωση
Καναδάς	CSA-Z662	2,5%
Νορβηγία	DNV-OS-F101	2,0%
Η.Π.Α.	ASCE	2,0%

Καμπύλες τρωτότητας

Η αποτίμηση των σωληνώσεων έγινε με καμπύλες τρωτότητας. Η τρωτότητα είναι η πιθανότητα να ξεπεραστεί ένα όριο (σε όρους EDP) ως συνάρτηση του μέτρου έντασης IM [17], [30].

$$P_{LS} = P(D > C), \quad (4.6)$$

P_{LS} = πιθανότητα αστοχίας (Limit State Probability)

D = απαίτηση (Demand)

C = όριο (Capacity)

$$P = \Phi\left(\frac{\ln EDP_D - \ln EDP_C}{\beta_{tot}}\right), \quad (4.7)$$

EDP_D = είναι το μέτρο απόκρισης, όπως αυτό προκύπτει ύστερα από εφαρμογή γραμμικής παλινδρόμησης στο «σύννεφο» των τιμών που προέκυψαν από την ανάλυση. Το μέγεθος που χρησιμοποιήθηκε είναι η μέγιστη καταγεγραμμένη τάση κατά τη διάρκεια κάθε καταγραφής.

EDP_C = είναι το όριο που έχει τεθεί στο μέτρο απόκρισης, 3 οριακές καταστάσεις θα εξεταστούν (OBE EN 13480, SSE EN 13480, ASME B31.1).

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}, \quad (4.8)$$

β_D = είναι η διασπορά του δείγματος όπως προέκυψε από την γραμμική παλινδρόμηση.

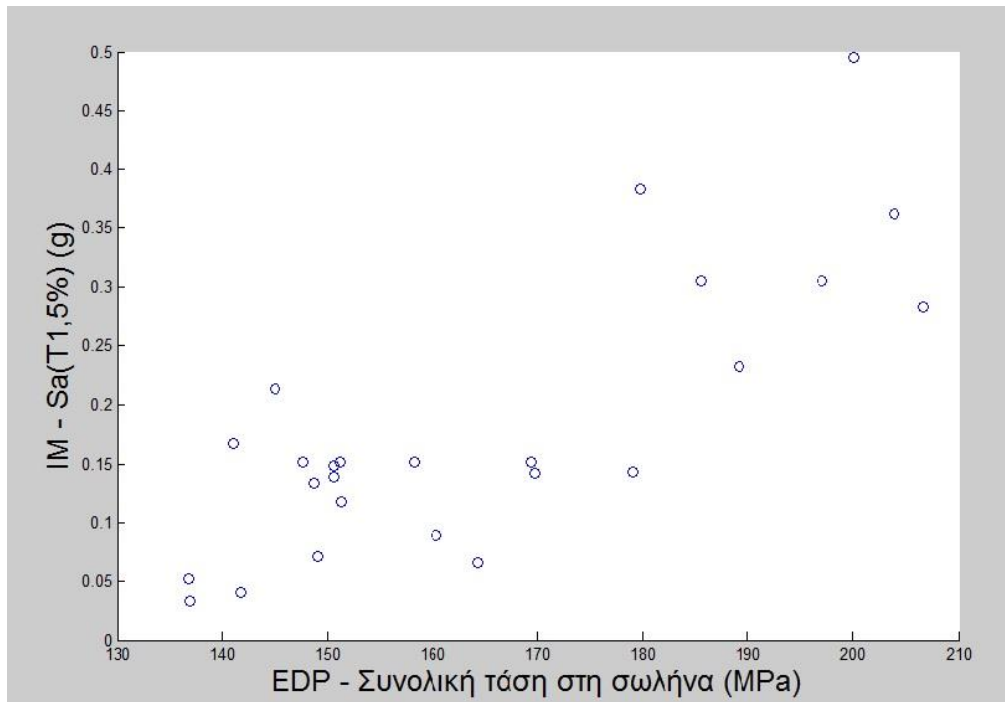
β_C = είναι η διασπορά που σχετίζεται με την κατασκευή. Σύμφωνα με το FEMA P-58 για υπάρχουσες κατασκευές των οποίων τα σχέδια και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες είναι διαθέσιμα, έχει γίνει επιτόπου επαλήθευση αυτών και οι ιδιότητες των υλικών έχουν επαληθευτεί σε εργαστήρια με πολλά πειράματα είναι 0,10. Αν είναι διαθέσιμα μόνο τα σχέδια, έχει γίνει επιτόπου επαλήθευση αυτών και οι ιδιότητες των υλικών επαληθεύτηκαν με λίγα πειράματα είναι 0,25. Και αν τα σχέδια δεν είναι διαθέσιμα, αλλά το μοντέλο δημιουργήθηκε μόνο από την επιτόπου παρατήρηση και στα υλικά χρησιμοποιήθηκαν οι ιδιότητες όπως αναφέρονται στους κανονισμούς είναι 0,4. Στην παρούσα χρησιμοποιήθηκε διασπορά ίση με 0,3 μιας και τα σχέδια είναι διαθέσιμα, αλλά οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν είναι αυτές που περιγράφονται στους κανονισμούς [27].

Ο λόγος που χρησιμοποιείται ο λογάριθμος των τιμών EDP είναι επειδή η γραμμική παλινδρόμηση έγινε σε όρους λογαρίθμου, μιας και έτσι είναι πιο συγκεντρωμένα τα αποτελέσματα.

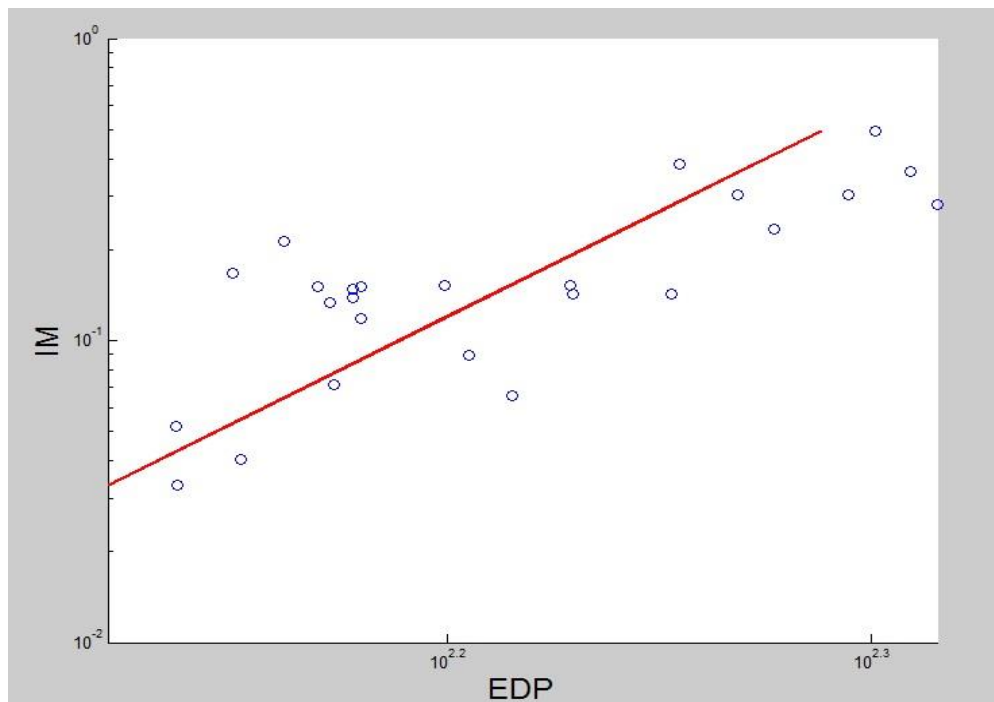
Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για 4 σωλήνες, μια για κάθε όροφο, από τις συνολικά 29 που υπάρχουν.

1^{ος} όροφος

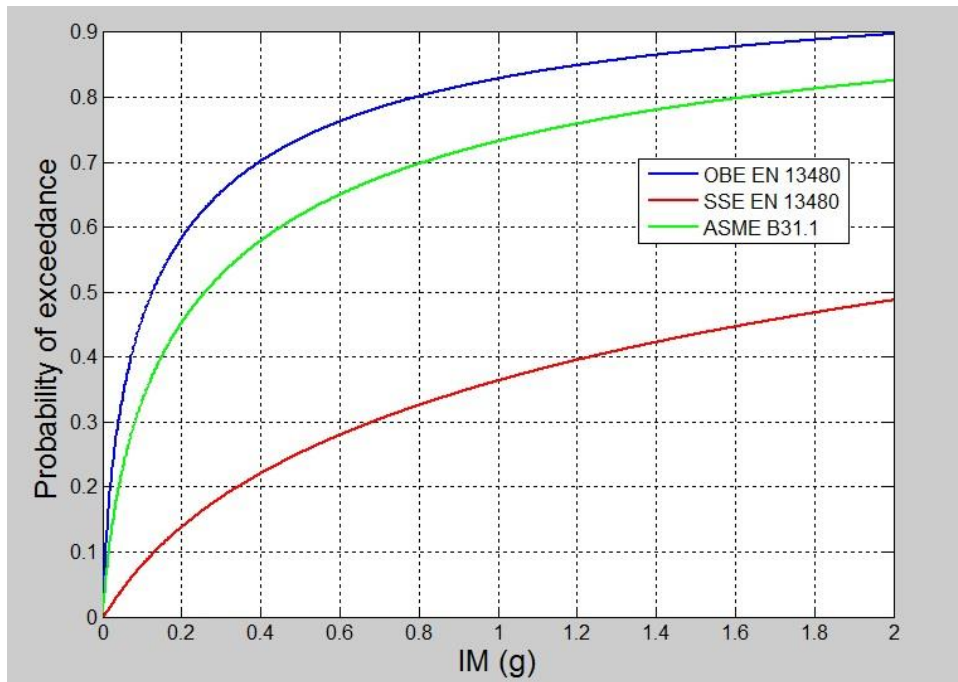
Σωλήνα διαμέτρου 24 ιντσών και πάχους 0,375 ιντσών
 $W_{el} = 0,00161689 \text{ m}^3$



Διάγραμμα 4.10: Μέγιστη τάση στη σωλήνα 24'' του πρώτου ορόφου για τα 25 ζεύγη καταγραφών.



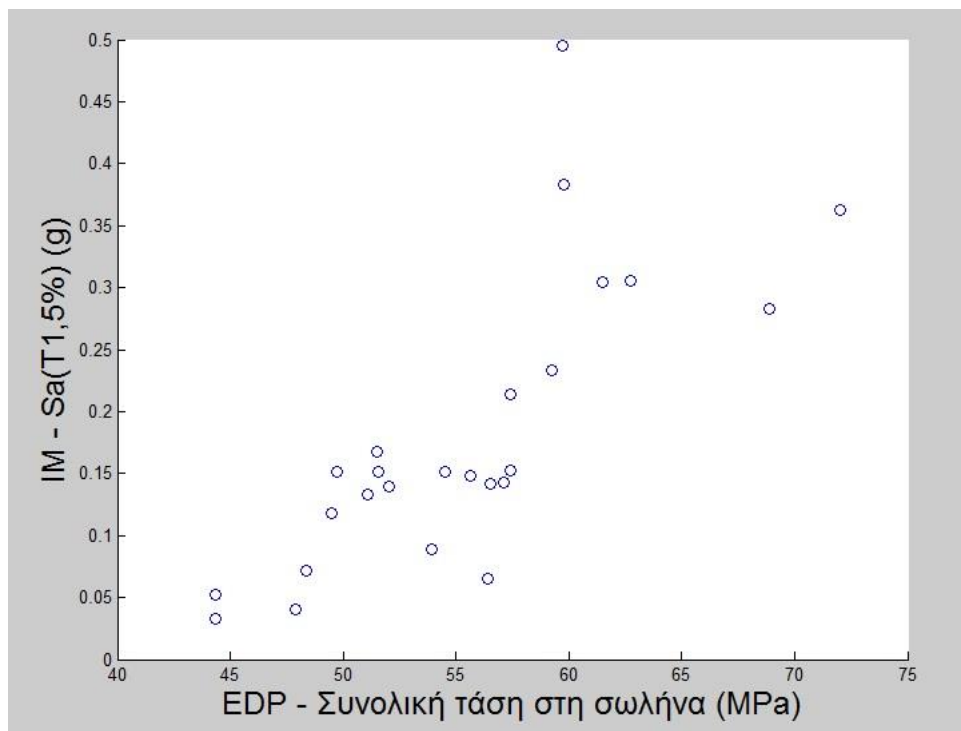
Διάγραμμα 4.11: Γραμμική παλινδρόμηση σε λογαριθμική κλίμακα, σωλήνα 24'' του πρώτου ορόφου.



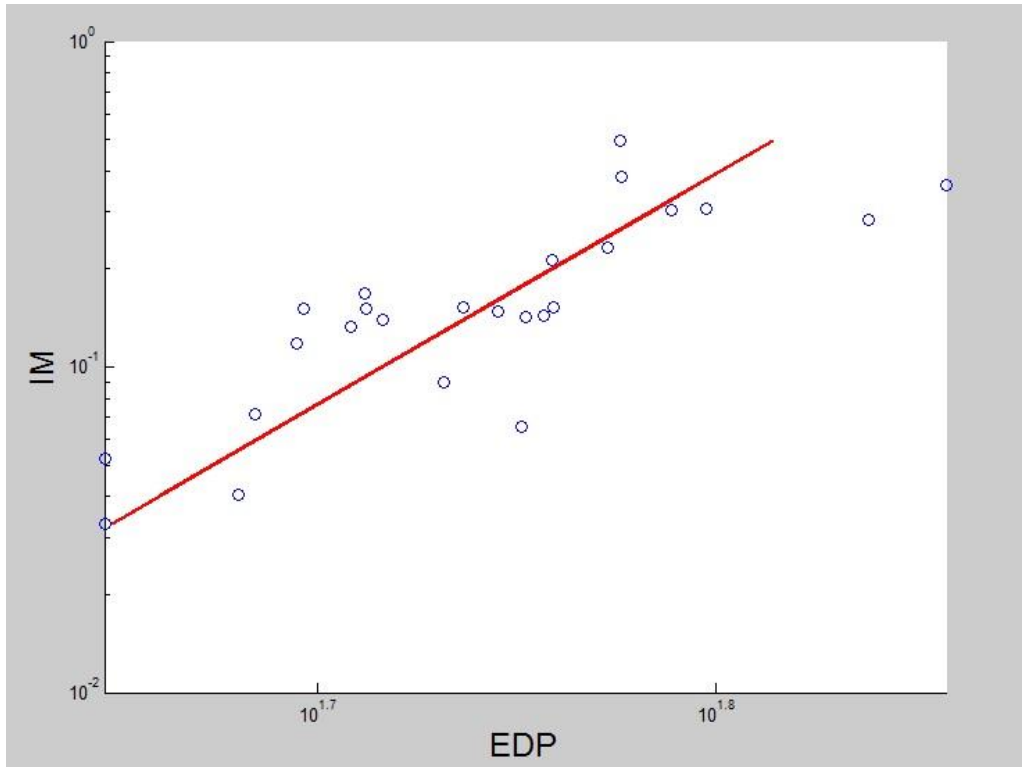
Διάγραμμα 4.12: Πιθανότητα να ξεπεραστεί η οριακή τάση συναρτήσει του μέτρου έντασης, σωλήνα 24” του πρώτου ορόφου.

2^{ος} όροφος

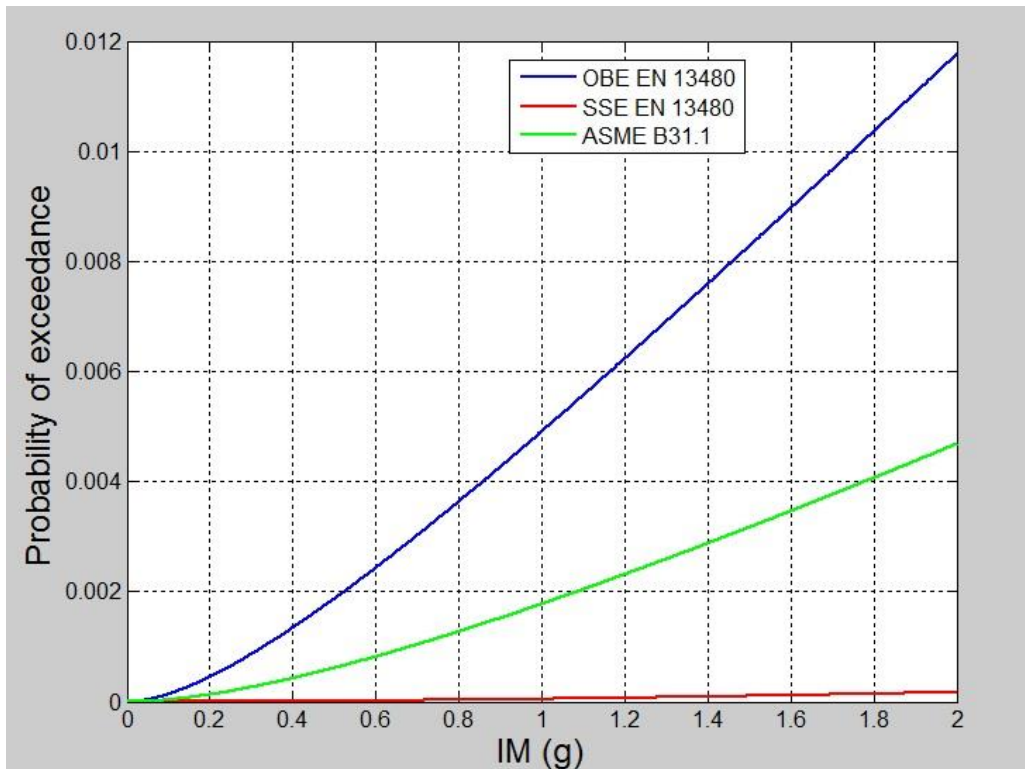
Σωλήνα διαμέτρου 6,614 ιντσών και πάχους 0,118 ιντσών
 $W_{el} = 0,000063022 \text{ m}^3$



Διάγραμμα 4.13: Μέγιστη τάση στη σωλήνα 6,614” του δεύτερου ορόφου για τα 25 ζεύγη καταγραφών.



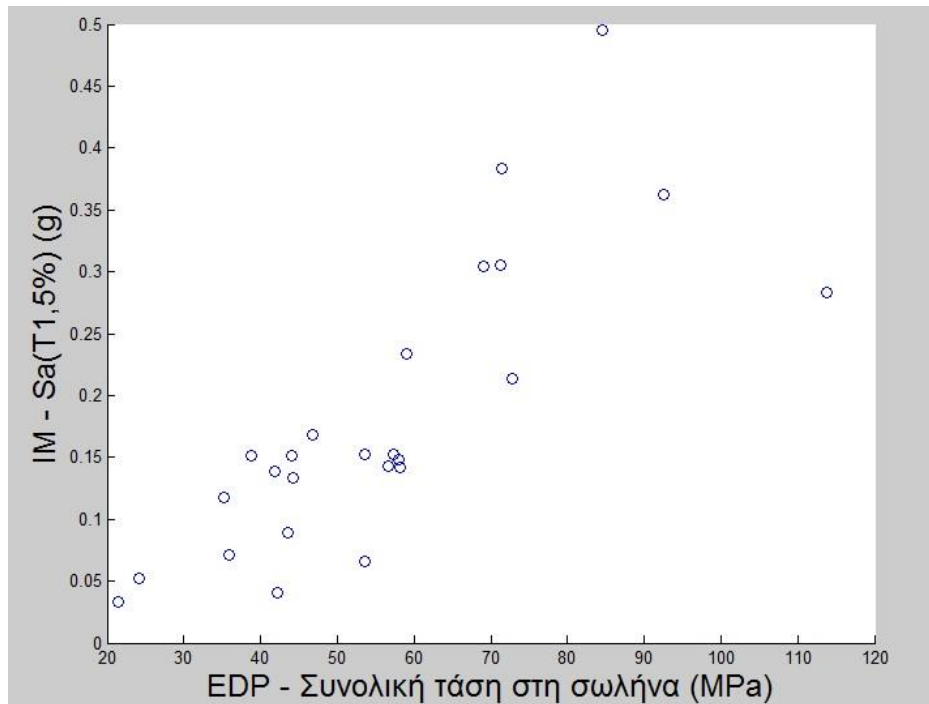
Διάγραμμα 4.14: Γραμμική παλινδρόμηση σε λογαριθμική κλίμακα, σωλήνα 6,614” του δεύτερου ορόφου.



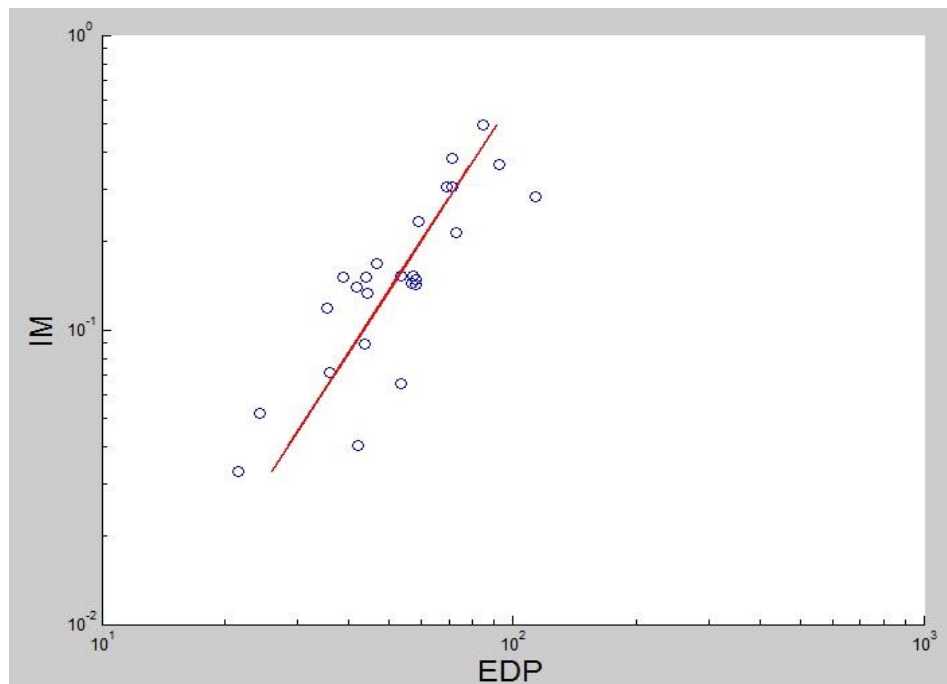
Διάγραμμα 4.15: Πιθανότητα να ξεπεραστεί η οριακή τάση συναρτήσει του μέτρου έντασης, σωλήνα 6,614” του δεύτερου ορόφου.

3^{ος} όροφος

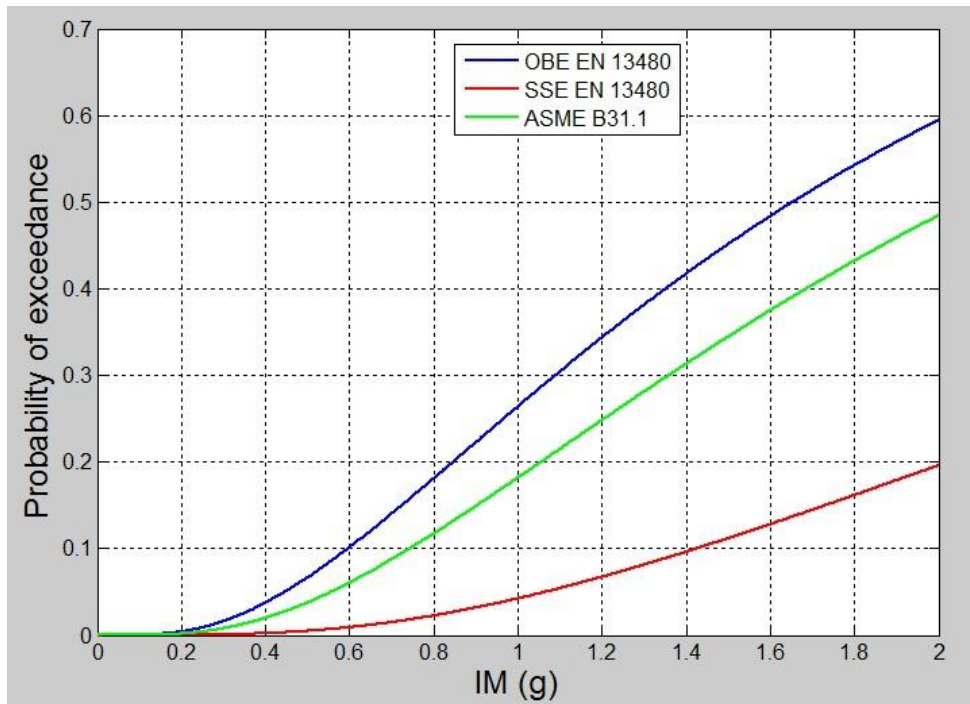
Σωλήνα διαμέτρου 6,614 ιντσών και πάχους 0,28 ιντσών
 $W_{el} = 0,000138736 \text{ m}^3$



Διάγραμμα 4.16: Μέγιστη τάση στη σωλήνα 6,614” του τρίτου ορόφου για τα 25 ζεύγη καταγραφών.



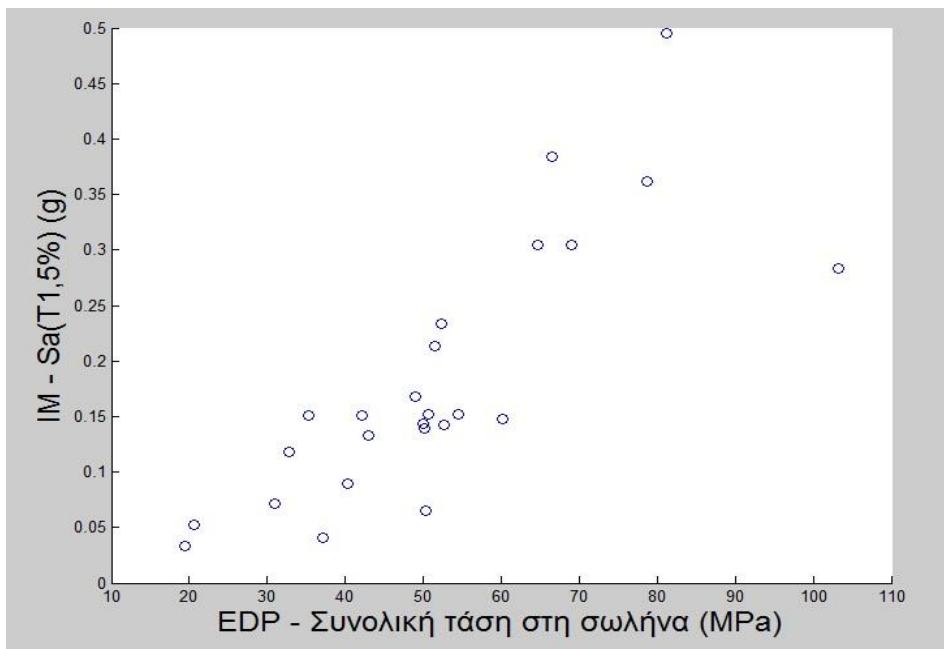
Διάγραμμα 4.17: Γραμμική παλινδρόμηση σε λογαριθμική κλίμακα, σωλήνα 6,614” του τρίτου ορόφου.



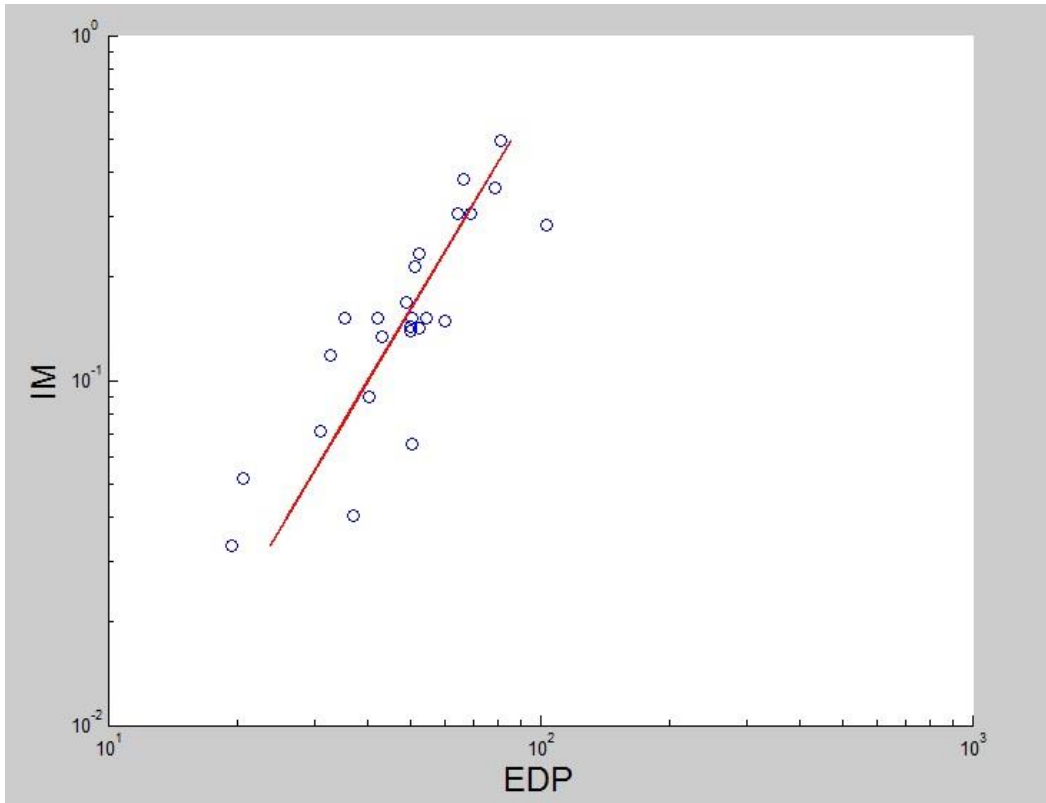
Διάγραμμα 4.18: Πιθανότητα να ξεπεραστεί η οριακή τάση συναρτήσει του μέτρου έντασης, σωλήνα 6,614” του τρίτου ορόφου.

4^{ος} όροφος

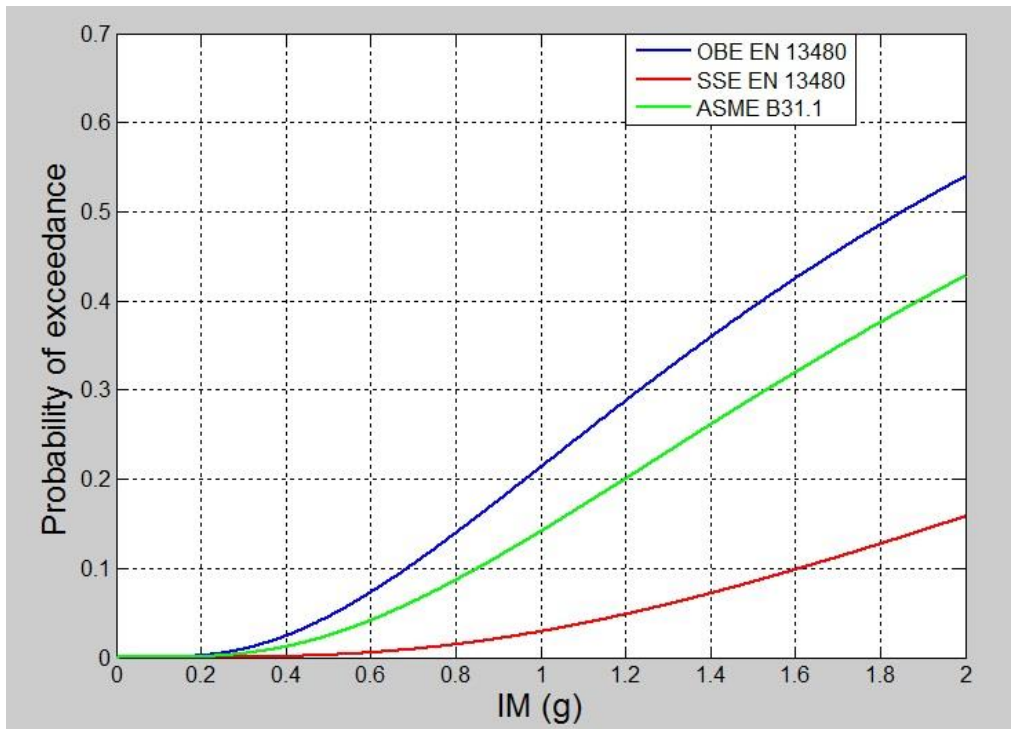
Σωλήνα διαμέτρου 4,5 ιντσών και πάχους 0,337 ιντσών
 $W_{el} = 0,000069994 \text{ m}^3$



Διάγραμμα 4.19: Μέγιστη τάση στη σωλήνα 4,5” του τέταρτου ορόφου για τα 25 ζεύγη καταγραφών.



Διάγραμμα 4.20: Γραμμική παλινδρόμηση σε λογαριθμική κλίμακα, σωλήνα 4,5” του τέταρτου ορόφου.



Διάγραμμα 4.21: Πιθανότητα να ξεπεραστεί η οριακή τάση συναρτήσει του μέτρου έντασης, σωλήνα 4,5” του τέταρτου ορόφου.

5 Συμπεράσματα

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι κανονιστικές διατάξεις και η βιβλιογραφία για την αποτίμηση μη κτηριακών κατασκευών σε μια βιομηχανική εγκατάσταση, είναι γενικότερα περιορισμένες. Στη μελέτη που παρουσιάστηκε έγινε αποτίμηση σε ένα φορέα υποστήριξης σωληνώσεων για μια βιομηχανική μονάδα η οποία βρίσκεται σε σεισμογενή περιοχή. Ο μελετητής αυτής της κατασκευής βασίστηκε για το σχεδιασμό στους υπάρχοντες κανονισμούς. Οι σωληνώσεις είχε θεωρηθεί ότι δεν συμβάλουν στη συνολική συμπεριφορά του κτηρίου και είχαν τοποθετηθεί μόνο ως μάζες. Μέσα από τη δυναμική ανάλυση με πολλά ζεύγη χρονοϊστοριών και μέσα από τις καμπύλες τρωτότητας αποδείχθηκε ότι η προηγούμενη μελέτη ήταν ανεπαρκής. Μπορεί το κτήριο να συμπεριφέρθηκε, όπως σχεδιάστηκε να συμπεριφερθεί, οι σωληνώσεις όμως (ειδικά αυτές του 1^{ου} ορόφου με διάμετρο 24 ίντσες) σε μερικές καταγραφές αποδείχθηκε ότι ξεπερνούν τις οριακές καταστάσεις που περιγράφονται σε ευρωπαϊκά και αμερικανικά πρότυπα.

Όμως ακόμα και στην παρούσα υπάρχουν στοιχεία που έχουν αγνοηθεί. Ένα από αυτά είναι η στήριξη των σωληνώσεων στις κύριες δοκούς. Έχει θεωρηθεί ότι δεν επιτρέπονται οι εγκάρσιες μετακινήσεις. Στην πραγματικότητα όμως οι σύνδεσμοι που τις συγκρατούν είναι μεταλλικά στοιχεία τα οποία μπορεί και αυτά να αστοχήσουν. Άλλο στοιχείο είναι η πραγματικές συνθήκες στήριξης των σωληνώσεων εκτός φορέα υποστήριξης και η ύπαρξη γειτονικών κατασκευών. Τα δυο αυτά είναι δυνατό να επιβάλλουν μετακινήσεις στον φορέα και στις σωληνώσεις, οι οποίες δεν έχουν ληφθεί υπόψη. Ωστόσο, παρά τις παρούσες απλοποιήσεις γίνεται σαφές ότι το θέμα της αποτίμησης και του σχεδιασμού αυτών των ευαίσθητων βιομηχανικών εγκαταστάσεων είναι και παραμένει κρίσιμο για την ασφάλεια και χρήζει σημαντικής περαιτέρω διερεύνησης.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2008). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., (2009). «Σιδηρές κατασκευές ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Μιχάλτσος Γ., (2008). «Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές», Εκδόσεις Συμμεών, Αθήνα
4. Παπαδρακάκης Μ., (1996). «Μαθήματα στατικής V πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων σύγχρονες μέθοδοι», Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα.
5. American Institute of Steel Construction, (2005). “Specification for structural steel buildings.”, Chicago, IL.
6. American Institute of Steel Construction, (2007). “Steel construction manual, thirteenth edition.” Chicago, IL.
7. American Lifelines Alliance, (2002). “Seismic design and retrofit of piping systems.”
8. American Petroleum Institute, (2001) “API 2510: Design and construction of LGP installations, 8th edition.”, API.
9. American Society of Civil Engineers, (2003). “Minimum design loads for buildings and other structures, second printing.”, ASCE.
10. Task Committee on Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities of ASCE, (2011). “Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemicals facilities, second edition.” ASCE.
11. American Society of Mechanical Engineers, (2007), “B31 Standards of pressure piping – B31.1 Power piping.”, ASME, NY.
12. American Society of Mechanical Engineers, (2012), “B31 Standards of pressure piping – B31.3 Process piping.”, ASME, NY.
13. Bendapudi K., (2010). “Design of structural steel pipe racks.”, Structure Magazine
14. Braz-Cesar M. T., Barros R. C., (2009). “Seismic performance of metallic braces frames by pushover analyses.” 2nd ECCOMAS, Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes, Greece
15. Bursi O., Paolacci F., Reza M. S., (2015). “Seismic performance assessment of oil & gas piping system through nonlinear analysis.” 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Crete, Greece.
16. Chopra A., (2007). “Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering.” Pearson Education Inc. NJ.
17. Cornell C. A., Jalayer F., Hamburger R., Foutch D., (2002). “Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency moment frames guidelines.” Journal of structural engineering, April, 526-533.
18. Danesi R. J., (2015) “Seismic risk of industrial plants: assessment of a petrochemical piperack using incremental analysis, MSc Thesis.”, Università delgi Studi di Pavia.
19. Drake R., Walter R., (2010). “Design of structural steel pipe racks.”, Engineering Journal, Fourth quarters, (241-252).
20. Erdik M., Uckan E., (2013). “Earthquake damage and fragilities of industrial facilities.”, International Conference on Seismic Design of Industrial Facilities, RWTH Aachen University.

21. European Committee for Standardization, (1991). "EN-1991, Eurocode 1: Action on structures." CEN, Brussels.
22. European Committee for Standardization, (1993a). "EN-1993, Eurocode 3: Design of steel structures." CEN, Brussels.
23. European Committee for Standardization, (1993b). "EN-1993, Eurocode 3 – part 4.3: Pipelines." CEN, Brussels.
24. European Committee for Standardization, (1998). "EN-1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance." CEN, Brussels.
25. European Committee for Standardization, (2002). "EN-13480 – part 3: Metallic industrial piping." CEN, Brussels.
26. FEMA 440, (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures." Prepared for Federal Emergency Management Agency by Applied Technology Council, CA.
27. FEMA P-85-1, (2012). "Seismic performance assessment of buildings volume 1 – methodology." Prepared for Federal Emergency Management Agency by Applied Technology Council, CA.
28. FEMA P695, (2009). "Quantification of building seismic performance factors.", Prepared for Federal Emergency Management Agency by Applied Technology Council, CA.
29. International Code Council, (2012). "International Building Code, 2nd edition". ICC, U.S.A.
30. Jalayer F., (2003). "Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments." Stanford University, CA.
31. Kiremidjian, A. S., Ortiz, K., Nielsen, R., Safavi, B., (1985). "Seismic Risk to Major Industrial Facilities.", Report to the National Science Foundation, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, CA.
32. Nayyar M., (2000). "Piping handbook, seventh edition.", McGraw – Hill Education
33. NIST (2009). "Seismic design of steel special moment frames: A guide for practicing engineers." Report No NIST GCR 09-917-3, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
34. NIST (2010). "Nonlinear structural analysis for seismic design: A guide for practicing engineers." Report No NIST GCR 10-917-5, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA
35. NIST (2013). "Seismic design of steel special concentrically braced frame systems: A guide for practicing engineers." Report No NIST GCR 13-917-24, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA
36. Paolacci F., Giannini R., De Angelis M., (2012). "Analysis of the seismic risk of major – hazard industrial plants and applicability of innovative seismic protection systems." Petrochemicals, Dr Vived Patel (Ed.).
37. Paolacci F., Reza M. S., Bursi O. S., (2011). "Seismic analysis and component design of refinery piping systems." Proceedings of 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.
38. PEER (2005). PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
39. PIP, (1998). "STC 01015 Structural design criteria." PIP.
40. Suzuki K., (2008). "Earthquake damage to industrial facilities and development of seismic and vibration control technology." Journal of System Design and Dynamics, Vol. 2, No. 1.

41. Task Committee on Wind – Induced Forces of the Petrochemical Committee of the Energy Division of ASCE, (2011). “Wind loads for petrochemical and other industrial facilities.” ASCE.
42. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
43. Wind Load Task Committee. “Wind speed maps for the Caribbean for application with the wind load provisions of ASCE – 7.”