



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

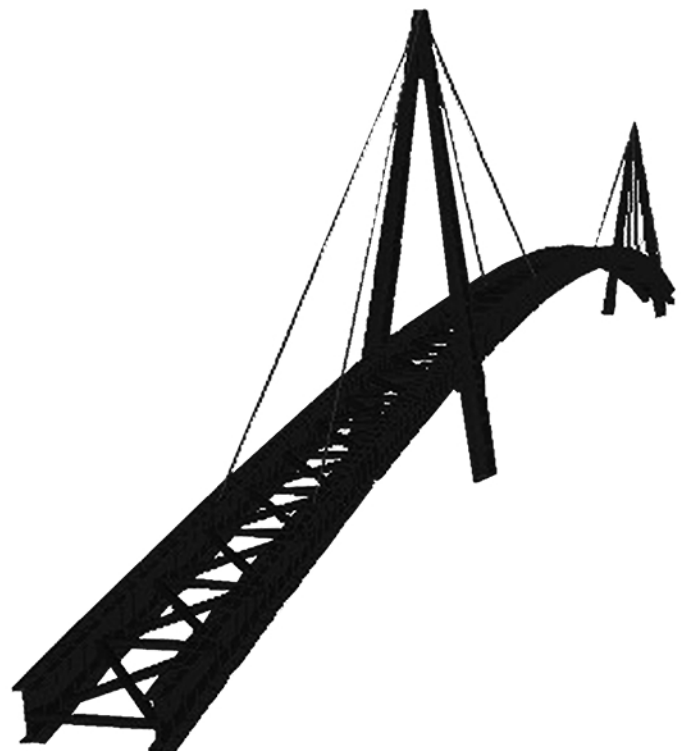
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΛΩΔΙΩΤΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ

ΓΕΩΡΓΙΑ ΜΑΡΓΑΡΙΤΗ

Επιβλέπων: Καθηγητής Ε.Μ.Π. Δρ. Χάρης Γαντές

Αθήνα, ΜΑΡΤΙΟΣ 2013
ΕΜΚ ΔΕ 2013/ 55



Μαργαρίτη Γ. Σ. (2013).
Σχεδιασμός και παραμετρική διερεύνηση καλωδιωτής πεζογέφυρας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013 55
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Margariti G. S. (2013).
Design and parametric study of cable- stayed pedestrian bridge
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013 55
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	
Abstract	
Ευχαριστίες.....	
1 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας	1
2 Μόρφωση γέφυρας	3
2.1 Γεωμετρία φορέα	3
2.2 Στατικό σύστημα φορέα	4
2.3 Ποιότητα υλικών	4
3 Παρουσίαση προσομοιώματος.....	7
3.1 Γενικά στοιχεία για την προσομοίωση στο SAP 2000	7
3.2 Προσομοίωση μελών της πεζογέφυρας.....	7
4 Προένταση καλωδίων	11
4.1 Γενικά για την προένταση	11
4.2 Θέσεις καλωδίων.....	11
4.3 Τοποθέτηση στηρίξεων στις θέσεις των καλωδίων	12
4.4 Απαιτήση για μικρή μετατόπιση της κορυφής του πυλώνα	13
4.5 Αντικατάσταση των στηρίξεων με καλώδια.....	15
4.5.1 Αρχική επιλογή ποιότητας καλωδίου.....	16
4.5.2 Αντικατάσταση του πρώτου καλωδίου	16
4.5.3 Αντικατάσταση του δεύτερου καλωδίου	19
4.5.4 Αντικατάσταση τρίτου καλωδίου	20
4.5.5 Αντικατάσταση τέταρτου καλωδίου	20
4.5.6 Αντικατάσταση όλων των καλωδίων	21
4.6 Ανάλυση συνολικού φορέα.....	23
5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση πεζογέφυρας.....	27
5.1 Προεκτίμηση διατομών	27
5.2 Φορτίσεις.....	28
5.2.1 Μόνιμα φορτία.....	28
5.2.2 Δύναμη Προέντασης	28
5.2.3 Κινητά Φορτία	28
5.2.4 Σεισμικές Δράσεις.....	28
5.3 Συνδυασμοί φόρτισης	33

5.3.1	Οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	33
5.3.2	Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	34
5.4	Αποτελέσματα ανάλυσης	35
5.4.1	Στατικός συνδυασμός 1,35G+P+1,50Q	35
5.4.2	Οριζόντιες σεισμικές δράσεις	37
5.4.3	Σεισμικοί συνδυασμοί.....	38
5.4.4	Ανάλυση και έλεγχος καλωδίων	38
5.4.5	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	39
5.5	Τελική διαστασιολόγηση- Συμπεράσματα.....	39
6	Θεμελίωση	43
6.1	Μόρφωση των θεμελίων.....	43
6.2	Διαστασιολόγηση πασσάλων	43
6.2.1	Συνδυασμοί φόρτισης	44
6.2.2	Στοιχεία εδάφους	44
6.2.3	Δοκιμή 1.....	46
6.2.4	Δοκιμή 2.....	47
6.2.5	Επιφανειακή θεμελίωση ακροβάθρου	50
6.2.6	Όπλιση βάθρων	51
7	Υποχωρήσεις στηρίξεων.....	55
7.1	Υποχώρηση στήριξης στον ένα πυλώνα, ίση και στα δύο σκέλη.....	55
7.1.1	Επιρροή του μεγέθους της βύθισης στην κατασκευή	55
7.1.2	Προσδιορισμός μέγιστου φορτίου κυκλοφορίας	57
7.2	Υποχώρηση στήριξης στον ένα πυλώνα, μόνο στο ένα σκέλος.....	58
7.2.1	Επιρροή του μεγέθους της βύθισης στην κατασκευή	58
7.2.2	Προσδιορισμός μέγιστου φορτίου κυκλοφορίας	62
7.3	Συμπεράσματα	63
8	Διερεύνηση της συμπεριφοράς του πυλώνα καλωδιωτής γέφυρας	65
8.1	Το πρόβλημα του λυγισμού για πρόβολο και μονόπακτη ράβδο	65
8.1.1	Αναλυτική προσέγγιση του προβλήματος	65
8.1.2	Αριθμητικές αναλύσεις	67
8.2	Πρώτο προσομοίωμα προς εξέταση	69
8.2.1	Υπολογισμός ισοδύναμου ελατηρίου	71
8.2.2	Υπολογισμός P_{cr} με ορίζουσα ευστάθειας	74
8.2.3	Επιβεβαίωση αναλυτικής λύσης	77
8.2.4	Γραμμική ανάλυση λυγισμού	78
8.2.5	Μη γραμμικές αναλύσεις.....	79
8.3	Δεύτερο προσομοίωμα προς εξέταση	83
8.3.1	Υπολογισμός ισοδύναμου ελατηρίου	83
8.3.2	Υπολογισμός P_{cr} με ορίζουσα ευστάθειας	87
8.3.3	Επιβεβαίωση αναλυτικής λύσης	88
8.3.4	Γραμμική ανάλυση λυγισμού	89
8.3.5	Μη γραμμικές αναλύσεις.....	91

9	Παραμετρική διερεύνηση κρίσιμου φορτίου λυγισμού.....	95
9.1	Πρώτο προσομοίωμα	96
9.1.1	Επιρροή δύναμης προέντασης.....	96
9.1.2	Επιρροή της κλίσης των καλωδίων	97
9.1.3	Επιρροή της διαμέτρου των καλωδίων.....	98
9.1.4	Συμπεράσματα	99
9.2	Δεύτερο προσομοίωμα	100
9.2.1	Επιρροή της δύναμης προέντασης.....	101
9.2.2	Επιρροή πλάτους d.....	103
9.2.3	Επιρροή της κλίσης των καλωδίων	105
9.2.4	Επιρροή της διαμέτρου του καλωδίου	106
9.2.5	Συμπεράσματα	108
10	Μελέτη χαρακτηριστικών παραδειγμάτων	111
10.1	Γενικά για τις διατάξεις καλωδίωσης.....	111
10.2	Χαρακτηριστικές διατάξεις προς μελέτη.....	113
10.3	Αποτελέσματα- Συμπεράσματα	118
	Βιβλιογραφία.....	123



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2013 55

Σχεδιασμός και παραμετρική διερεύνηση καλωδιωτής πεζογέφυρας

Γεωργία Μαργαρίτη
Επιβλέπων: Καθηγητής Ε.Μ.Π. Δρ. Χάρης Γαντές

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει σε πρώτο στάδιο ως αντικείμενο την ανάλυση και το σχεδιασμό καλωδιωτής, μεταλλικής πεζογέφυρας με βάση την ήδη υπάρχουσα πεζογέφυρα Menomonee Falls Pedestrian Bridge στην περιοχή Wisconsin των ΗΠΑ. Παρουσιάζεται αναλυτικά η μεθοδολογία σχεδιασμού των καλωδίων, η διαδικασία προσδιορισμού της βέλτιστης θέσης τους και της δύναμης προέντασης που απαιτείται. Πραγματοποιείται διαστασιολόγηση τόσο της ανωδομής όσο και της θεμελίωσης με χρήση του λογισμικού προγράμματος SAP 2000 και η οποία γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων.

Στη συνέχεια, γίνεται διερεύνηση της συμπεριφοράς της γέφυρας στην περίπτωση εμφάνισης διαφορικών καθιζήσεων στη θεμελίωση. Αρχικά, μελετάται η συμπεριφορά της γέφυρας για ένα εύρος τιμών υποχώρησης με σκοπό την εύρεση της τιμής που θα προκαλούσε αστοχία της κατασκευής και, έπειτα, ερευνάται η μέγιστη τιμή του κινητού φορτίου που μπορεί να αναλάβει η γέφυρα με ασφάλεια για δεδομένη τιμή της καθίζησης.

Τέλος, μελετάται η συμπεριφορά πυλώνων καλωδιωτής γέφυρας με σκοπό την ανάδειξη της επιρροής των καλωδίων στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα. Σκοπός είναι η κατάστρωση αναλυτικής λύσης για τον προσδιορισμό του κρίσιμου φορτίου λυγισμού πυλώνα καλωδιωτής γέφυρας, με βάση τη γραμμική θεωρία λυγισμού. Παράλληλα, πραγματοποιούνται γραμμικές αναλύσεις λυγισμού και μη γραμμικές αναλύσεις των αντίστοιχων προσομοιωμάτων που μορφώνονται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA, προς επιβεβαίωση των αναλυτικών λύσεων.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

DIVISION OF STRUCTURAL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS

Design and parametric study of cable-stayed pedestrian bridge

Georgia Margariti

Supervisor: Dr. Charis Gantes, Professor N.T.U.A.

Abstract

This diploma thesis deals with the analysis and design of cable-stayed pedestrian bridge based on the existing bridge, Menomonee Falls Pedestrian bridge, which is located in Wisconsin, USA. The design methodology, especially the optimum positioning and the required prestressing forces of the cables, is thoroughly analyzed. Thereafter, results of analyses and dimensioning are exported, using software by SAP 2000, not only for the superstructure but also for the foundation and according to Eurocodes.

Furthermore, the behavior of the bridge in the event of differential subsidence of the foundation is also investigated. At first, the response of the bridge under different values of subsidence is examined in order to define the one that causes the failure of the structure, and then the maximum value of live load that the bridge can safely withstand under given values of subsidence is evaluated.

Finally, a cable-stayed pillar is studied in order to highlight the influence of the cables on the critical buckling load of the pillar. The aim is to develop an analytical solution based on linear buckling theory. At the same time, linearised buckling analyses and non-linear analyses of the respective simulants created at program ADINA are performed, to verify the analytical solutions.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω,

Θερμά το δάσκαλό μου και επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, κύριο Χάρη Γαντέ, Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, για την συνεχή καθοδήγηση του και για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο θέμα.

Την Ισαβέλλα Βασιλοπούλου και ιδιαίτερα την Κωνσταντίνα Κουλάτσου για την πολύτιμη βοήθεια τους σε θέματα λογισμικού και όχι μόνο.

Τον Καθηγητή κ. Γ. Μπουκοβάλα και τον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Γ. Ψυχάρη για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς μου, τα αδέρφια μου και τους καλούς μου φίλους για την υποστήριξή τους.

1 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι αρχικά ο σχεδιασμός καλωδιωτής, μεταλλικής πεζογέφυρας τόσο της ανωδομής όσο και της θεμελίωσης, και στη συνέχεια, η διερεύνηση ειδικών θεμάτων τα οποία αφορούν τη συμπεριφορά καλωδιωτής γέφυρας.

Στις πρώτες ενότητες 2, 3 γίνεται αναλυτική παρουσίαση της πεζογέφυρας, της γεωμετρίας της, των συνοριακών συνθηκών και της προσομοίωσής της. Η μόρφωσή της βασίστηκε αρχικά σε μία υπαρκτή καλωδιωτή πεζογέφυρα, τη Menomonee Falls pedestrian bridge, η οποία βρίσκεται στην περιοχή Wisconsin των ΗΠΑ. Χαρακτηριστικές εικόνες της παρουσιάζονται παρακάτω.



Εικόνα 1.1 Menomonee Falls pedestrian bridge



Εικόνα 1.2 Είσοδος προς την πεζογέφυρα



Εικόνα 1.3 Πυλώνες πεζογέφυρας

Στην ενότητα 4 παρουσιάζεται το πρόβλημα της προέντασης των καλωδίων. Υπολογίζεται αναλυτικά η απαιτούμενη δύναμη προέντασης με κριτήριο οι κατακόρυφες μετακινήσεις που θα εμφανιστούν στη γέφυρα κατά την προσωρινή φάση κατασκευής να είναι όσο το δυνατόν μικρότερες, έτσι ώστε σε επόμενο στάδιο, με την εμφάνιση των κινητών φορτίων στη γέφυρα, να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας.

Στην ενότητα 5 πραγματοποιείται η ανάλυση και η τελική διαστασιολόγηση της ανωδομής της πεζογέφυρας με χρήση του λογισμικού προγράμματος SAP 2000.

Στην ενότητα 6 γίνεται η μόρφωση της θεμελίωσης για τα μεσόβαθρα και τα ακρόβαθρα, καθώς και η όπλισή τους. Τα δεδομένα για τις μηχανικές ιδιότητες του υπεδάφους ελήφθησαν από την ερευνητική μελέτη: Μπουκοβάλας Γ., Χαλούλος Ι. (Νοέμβριος 2012). "Πρωτότυπος σχεδιασμός βαθρών γεφυρών σε ρευστοποιήσιμο μέγεθος με χρήση φυσικής σεισμικής μόνωσης".

Στην επόμενη ενότητα 7 μελετάται η συμπεριφορά της πεζογέφυρας για την περίπτωση εμφάνισης διαφορικών καθιζήσεων στους πυλώνες.

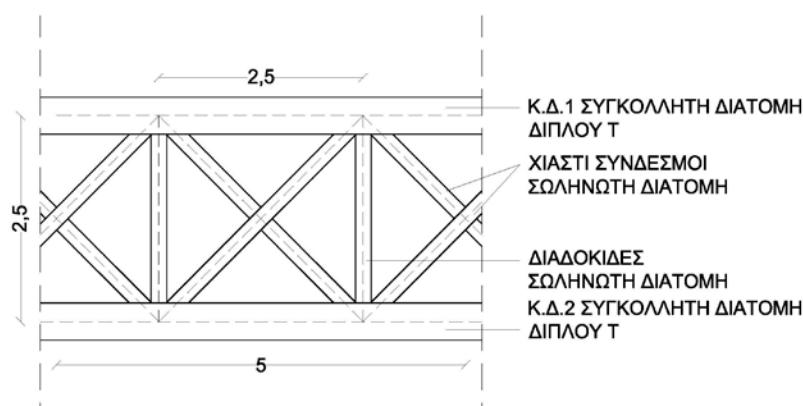
Στην ενότητα 8 ερευνάται η επιρροή των καλωδίων στο φορτίο λυγισμού του πυλώνα καλωδιωτής γέφυρας. Με βάση τη γραμμική θεωρία λυγισμού μορφώνεται αναλυτική λύση του προβλήματος και στη συνέχεια πραγματοποιούνται αριθμητικές αναλύσεις (LBA και GNIA) στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA προς επιβεβαίωση τους.

Στις τελευταίες ενότητες 9, 10 πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση του κρίσιμου φορτίου, η οποία στηρίζεται στα δεδομένα της προηγούμενης ενότητας με σκοπό την εξαγωγή γενικών συμπερασμάτων. Τέλος, γίνεται εφαρμογή των παραπάνω σε χαρακτηριστικές και ρεαλιστικές διατάξεις πυλώνα - καλωδίων.

2 Μόρφωση γέφυρας

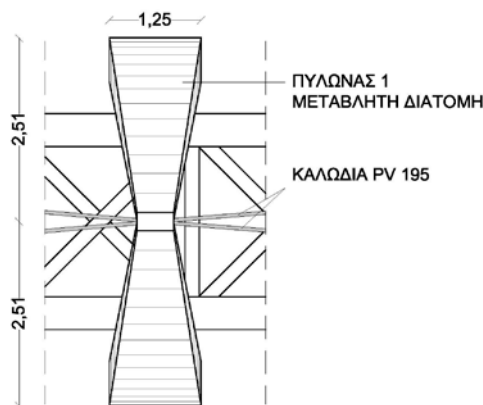
2.1 Γεωμετρία φορέα

Στην ενότητα αυτή, παρουσιάζεται αναλυτικά η γεωμετρία της ανωδομής της πεζογέφυρας. Ο μεταλλικός φορέας αποτελείται από 2 κύριες δοκούς, ανοίγματος 110m, οι οποίες τοποθετούνται παράλληλα μεταξύ τους σε απόσταση 2,5m. Οι δοκοί είναι παραβολικής μορφής για τη διευκόλυνση της διέλευσης των οχημάτων στον αυτοκινητόδρομο ο οποίος βρίσκεται κάτω από τη γέφυρα, και διατομής διπλού ταυ. Κάθετα στις κύριες δοκούς και ανά σταθερές αποστάσεις 2,5m διατάσσονται διαδοκίδες κοίλης κυκλικής διατομής. Στα 44 φатνώματα που δημιουργούνται διατάσσονται κατάλληλα χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κοίλης κυκλικής διατομής.



Σχήμα 2.1 Διαδοκίδες και χιαστί σύνδεσμοι

Οι δύο μεταλλικοί πυλώνες που στηρίζουν την γέφυρα είναι τύπου Α, έχουν ύψος 15,84m, και είναι ορθογωνικής κοίλης διατομής. Είναι τοποθετημένοι συμμετρικά κατά μήκος της γέφυρας και η μεταξύ τους απόσταση είναι 66m. Με τον τρόπο αυτό δημιουργούνται στη διαμήκη διεύθυνση τρία ανοίγματα μήκους 22m, 66m και 22m. Από κάθε ένα πυλώνα ξεκινούν δύο ζεύγη μεμονωμένων, προεντεταμένων καλωδίων, τα οποία καταλήγουν στη γέφυρα και τη συγκρατούν. Τα προηγούμενα φαίνονται στα σχήματα που ακολουθούν.



Σχήμα 2.2 Κάτοψη πυλώνα

2.2 Στατικό σύστημα φορέα

Η επεξήγηση του στατικού μοντέλου και η πορεία μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος μπορεί να συνοψιστεί ως εξής

- Το κατάστρωμα μεταβιβάζει τα φορτία του απευθείας στις 2 κύριες δοκούς, οι οποίες διατρέχουν τη γέφυρα σε όλο το μήκος της, παράλληλα προς το διαμήκη άξονα της γέφυρας.
- Τα οριζόντια φορτία κάθετα στη διεύθυνση των κύριων δοκών παραλαμβάνονται μέσω λειτουργίας δικτυώματος (αξονική ένταση) από τους χιαστί συνδέσμους, όπου οι κύριες δοκοί παίζουν το ρόλο των πελμάτων και οι διαδοκίδες το ρόλο ορθοστατών .
- Το ίδιο βάρος διαδοκίδων και χιαστί συνδέσμων μεταβιβάζεται στις κύριες δοκούς.
- Η κάθε κύρια δοκός μεταβιβάζει τα φορτία που δέχεται, μαζί με το ίδιο βάρος της, κατά ένα μέρος απευθείας στο έδαφος κατά ένα μέρος στους πυλώνες και κατά το μεγαλύτερο μέρος στα καλώδια από τα οποία αναρτάται, τα οποία μέσω του εφελκυσμού τους μεταφέρουν τα φορτία στους πυλώνες.
- Οι πυλώνες με τη σειρά τους, μέσω θλιπτικής δράσης, οδηγούν τα φορτία στη θεμελίωση και από εκεί στο έδαφος.

2.3 Ποιότητα υλικών

- Για το σύνολο του φορέα (κύριες δοκοί, διαδοκίδες, χιαστί σύνδεσμοι και πυλώνες) χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας S235.

Μέτρο ελαστικότητας $E=210000 \text{ MPa}$

Σταθερά Poisson $\nu = 0,3$

Όριο διαρροής $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

Εφελκυστική αντοχή $f_u=360 \text{ MPa}$

Ειδικό βάρος $\gamma =78,5 \text{ kN/m}^3$

- Για την πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος χρησιμοποιήθηκε C25/30. Το ίδιο σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή τόσο του κεφαλόδεσμου όσο και των πασσάλων.

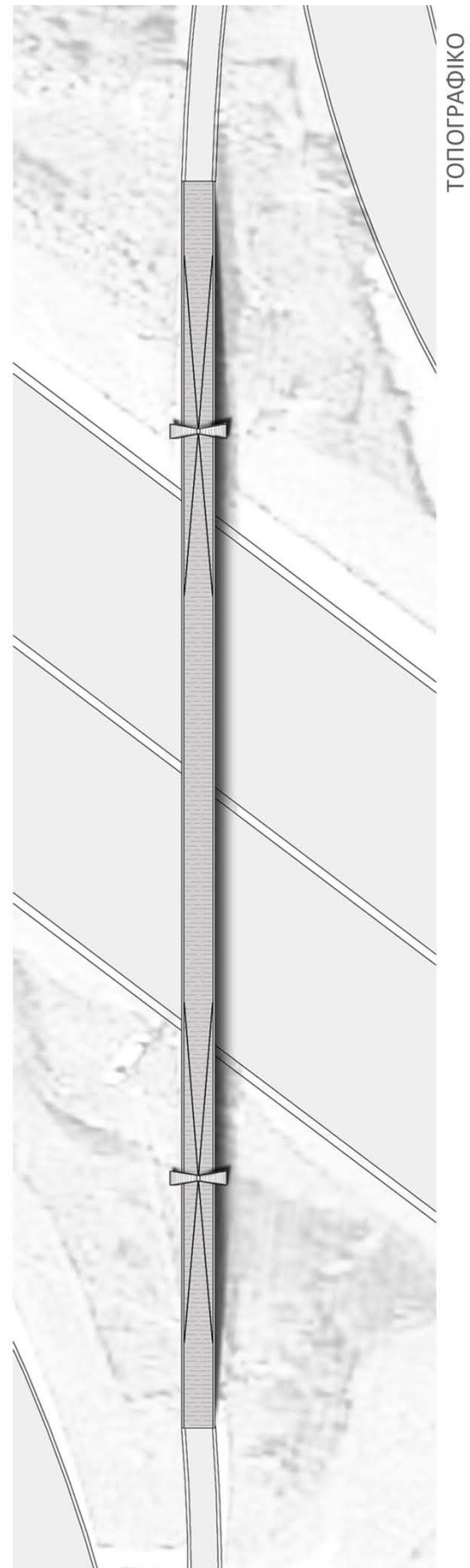
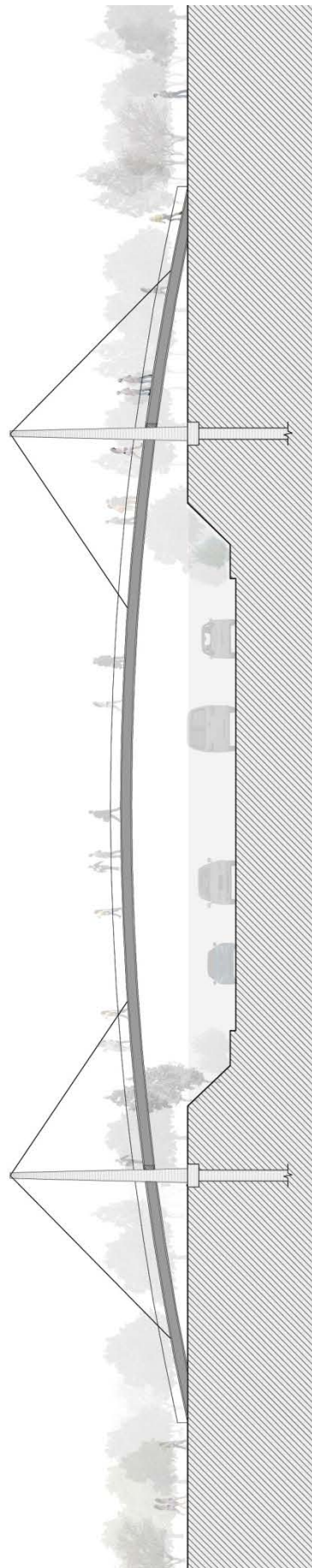
Μέτρο ελαστικότητας $E = 30500 \text{ MPa}$

Σταθερά Poisson $\nu = 0,2$

Θλιπτική αντοχή $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

- Για την όπλιση των κεφαλόδεσμων και των πασσάλων χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C.
Όριο διαρροής $f_y=500 \text{ MPa}$
- Το υλικό των καλωδίων επιλέχθηκε ύστερα από την ανάλυση του φορέα και με κριτήριο την απαίτηση σε εφελκυστική αντοχή από τους πίνακες αντοχών της Pfeifer, όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω.



3 Παρουσίαση προσομοιώματος

3.1 Γενικά στοιχεία για την προσομοίωση στο SAP 2000

Για τις ανάγκες της ανάλυσης του φορέα καθώς και για την διαστασιολόγηση που θα ακολουθήσει μορφώθηκε ένα χωρικό προσομοίωμα της πεζογέφυρας στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000, version 15.0.0. Το πρόγραμμα αυτό διαθέτει κατάλληλα στοιχεία καλωδίων, στοιχεία τα οποία φέρουν μόνο εφελκυσμό, γεγονός που διευκολύνει ιδιαίτερα την σωστή προσομοίωση της λειτουργίας των καλωδίων.

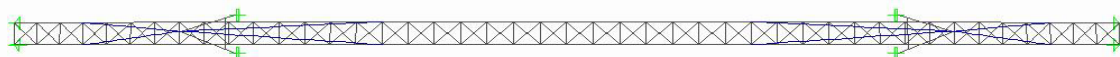
Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν ήταν όλες μη γραμμικές, όπως επιβάλλεται για τα στοιχεία καλωδίων. Ακόμη, επισημαίνεται ότι εκτελέστηκαν σε πρώτο στάδιο αναλύσεις για τα μόνιμα φορτία και την προένταση, τα αποτελέσματα των οποίων αποτέλεσαν σημείο εκκίνησης για τις επόμενες αναλύσεις των υπόλοιπων φορτίων.

3.2 Προσομοίωση μελών της πεζογέφυρας

Τα γεωμετρικά στοιχεία της πεζογέφυρας καθώς και η τάξη μεγέθους των διατομών των μελών ελήφθησαν αρχικά από τα δεδομένα της υπάρχουσας πεζογέφυρας, η οποία σε πρώτο στάδιο θεωρήθηκε ως πρότυπη. Με βάση αυτά τα στοιχεία μορφώθηκε τελικά το τρισδιάστατο μοντέλο, για το οποίο πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις και από το οποίο προέκυψαν οι τελικές διαστάσεις για τα μέλη της γέφυρας.

Όλα τα χαλύβδινα μέλη (κύριες δοκοί, διαδοκίδες, χιαστί σύνδεσμοι και πυλώνες) προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία δοκού. Για τα καλώδια χρησιμοποιήθηκε η εντολή του προγράμματος `define → cable section` και η γεωμετρία τους (παραμορφωμένο σχήμα-δύναμη προέντασης) διαμορφώθηκε από το παράθυρο εντολών του προγράμματος `cable geometry` όπως θα παρουσιαστεί αναλυτικά παρακάτω.

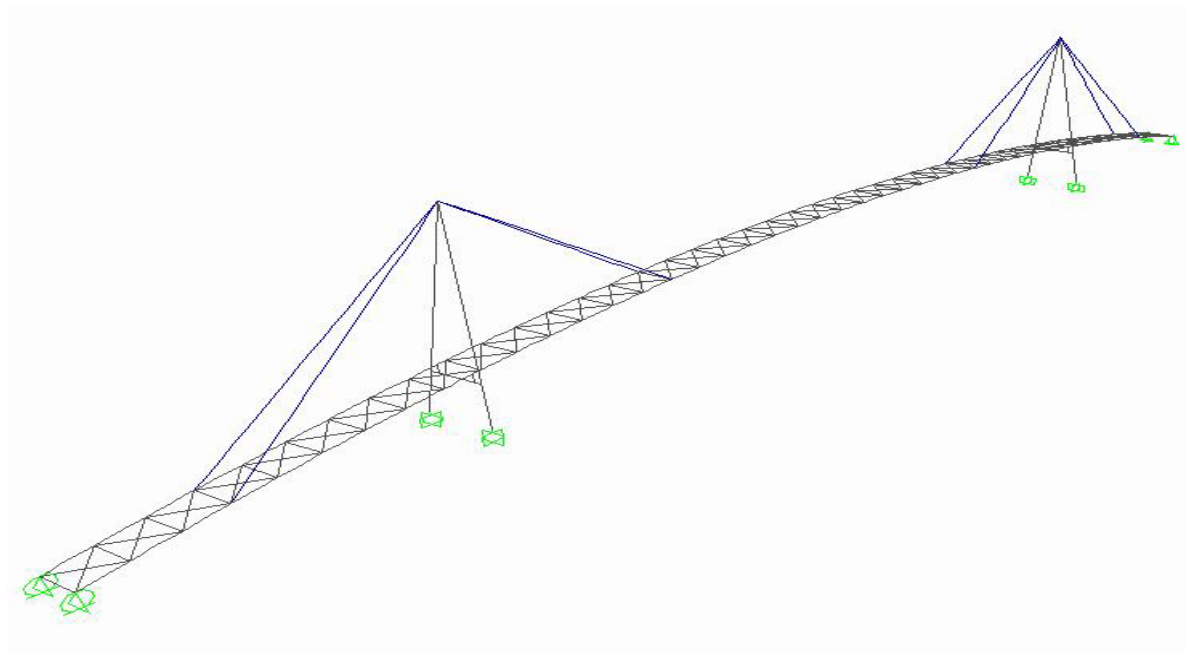
Ακολουθούν χαρακτηριστικές εικόνες του προσομοιώματος



Σχήμα 3.1 Κάτοψη προσομοιώματος



Σχήμα 3.2 Όψη x-z προσομοιώματος

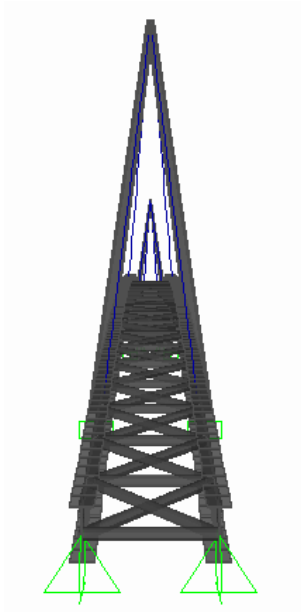


Σχήμα 3.3 Τρισδιάστατη μορφή πεζογέφυρας

Οι συνοριακές συνθήκες επιβλήθηκαν στο φορέα ως εξής:

- Στα δύο άκρα της γέφυρας η στήριξη προσομοιώθηκε με άρθρωση που επιτρέπει την μετακίνηση κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας και τη δεσμεύει κατά την εγκάρσια διεύθυνση.
- Η στήριξη των δύο πυλώνων στο έδαφος προσομοιώθηκε με πάκτωση.
- Η σύνδεση ανάμεσα στις κύριες δοκούς και τους χιαστί συνδέσμους διαμορφώθηκε ως σύνδεση ροπής, χωρίς καμία ελευθέρωση. Επίσης, και η σύνδεση κύριων δοκών και διαδοκίδων είναι μονολιθική.
- Ειδική διαμόρφωση πραγματοποιήθηκε για την προσομοίωση του σημείου στο οποίο οι κύριες δοκοί έρχονται σε επαφή με τους πυλώνες. Χρησιμοποιήθηκε για τον σκοπό αυτό ένα βοηθητικό μέλος πολύ υψηλής δυσκαμψίας, το οποίο ενώνει στο σημείο αυτό το κέντρο βάρους της κάθε δοκού με το κέντρο βάρους του οριζόντιου μέλους του πυλώνα. Στο άνω άκρο του μέλους αυτού δόθηκε ελευθέρωση των 2 ροπών.

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται λεπτομέρειες από την προσομοίωση στο SAP 2000.



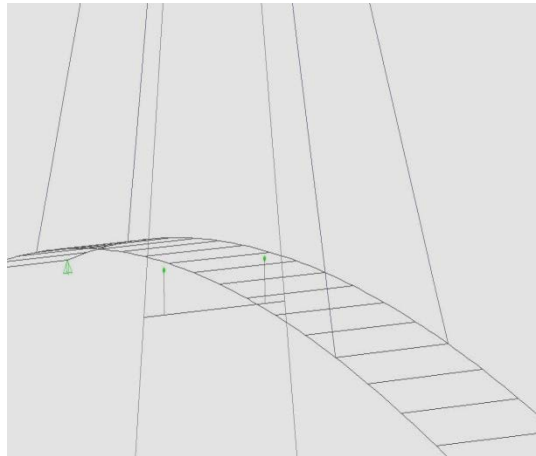
Σχήμα 3.5 Εγκάρσια όψη της πεζογέφυρας, προσομοίωση στο SAP2000



Σχήμα 3.4 Διαδοκίδες και χιαστί σύνδεσμοι, προσομοίωση το SAP2000



Σχήμα 3.6 Επαφή κύριας δοκού και πυλώννα



Σχήμα 3.7 Προσομοίωση σημείου επαφής κύριας δοκού και πυλώννα

4 Προένταση καλωδίων

4.1 Γενικά για την προένταση

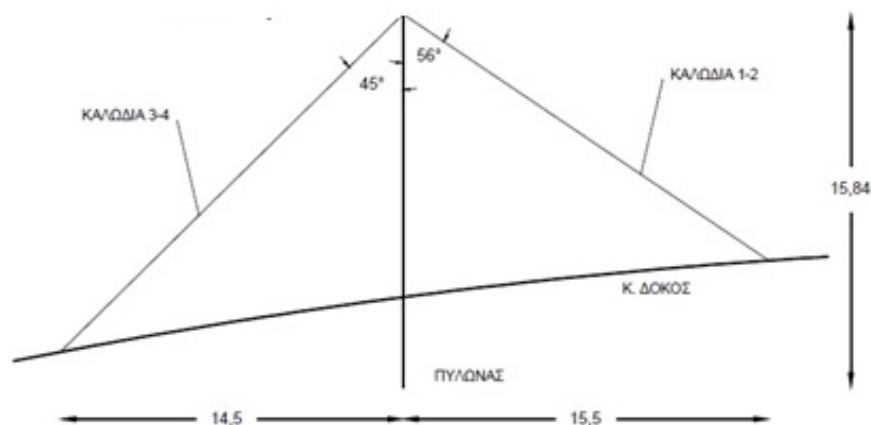
Τα καλώδια καταπονούνται μόνο με αξονικά εφελκυστικά φορτία, καθότι έχουν μηδενική δυστημψία. Λόγω της μηδενικής δυστημψίας αλλά και των διακένων που υπάρχουν μεταξύ των δεσμών των επιμέρους μικρότερων κλώνων, από τα οποία αποτελείται ένα καλώδιο, το μέτρο ελαστικότητας αυτού είναι μεταβλητό. Όταν εφαρμοστεί η πρώτη φόρτιση σε ένα ελικοειδές συρματόσχοινο, η επιμήκυνση θα οφείλεται αφενός στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων και αφετέρου στη σύμπτυξη του συρματόσχοινου. Έτσι, προκειμένου να αρθεί αυτή η μη ελαστική παραμόρφωση του συρματόσχοινου και η συμπεριφορά του να γίνει ελαστική, επιβάλλεται συνήθως μία προένταση.

Επομένως η εισαγωγή προέντασης κρίνεται γενικά απαραίτητη καθώς:

- Εξασφαλίζει τη γραμμική ελαστική συμπεριφορά τους.
- Καθιστά αξιόπιστο των σχεδιασμό του φορέα από δυναμικά φορτία, αφού τα καλώδια συμβάλλουν πάντα στο μητρώο ακαμψίας αυτού.
- Διευκολύνει την εισαγωγή αντιβέλους στο φορέα.
- Εξασφαλίζει την ικανοποίηση των κριτηρίων λειτουργικότητας της πεζογέφυρας και τον περιορισμό των βελών κάμψης.

4.2 Θέσεις καλωδίων

Η επιλογή των θέσεων αγκύρωσης των καλωδίων πάνω στη γέφυρα έγινε με βασικό στόχο την όσο το δυνατό μεγαλύτερη εκμετάλλευση της εφελκυστικής αντοχής τους, η οποία, κατά συνέπεια, οδηγεί και στην πιο αποτελεσματική λειτουργία τους (Σχήμα 4.1). Παράλληλα, κριτήριο αποτέλεσε η διατήρηση της συμμετρικότητας του φορέα. Οι τελικές θέσεις που προτιμήθηκαν, συνυπολογίζοντας και τα δύο κριτήρια, είναι σημεία που εμφανίζουν μεγάλες βυθίσεις λόγω μόνιμων φορτίων.



Σχήμα 4.1 Θέσεις καλωδίων

- Καλώδια 1-2

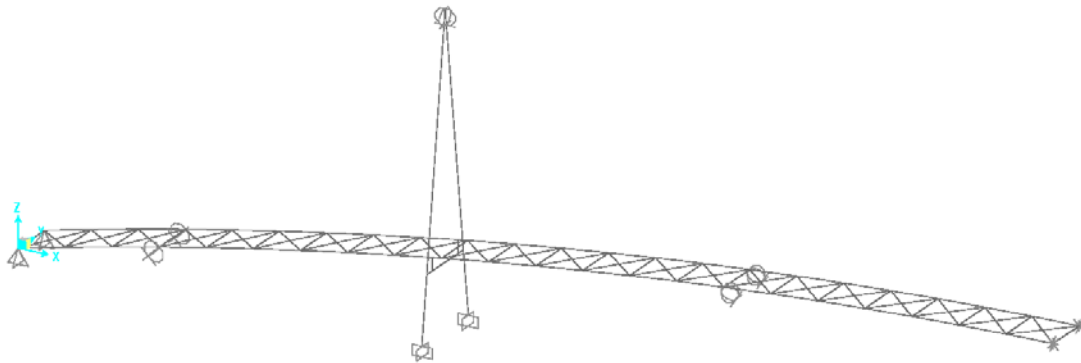
$$\tan^{-1} \frac{(15,84 - 5,39)}{(37,5 - 22)} = 33,99 \rightarrow \varphi = 90 - 33,99 = 56,01^\circ$$

- Καλώδια 3-4

$$\tan^{-1} \frac{(15,84 - 1,52)}{(22 - 7,5)} = 44,64 \rightarrow \theta = 90 - 44,64 = 45,36^\circ$$

4.3 Τοποθέτηση στηρίξεων στις θέσεις των καλωδίων

Για μια αρχική εκτίμηση της δυνάμεως προέντασης τοποθετήθηκαν στις θέσεις των καλωδίων κεκλιμένες κυλίσσεις (Σχήμα 4.2), κατά τη διεύθυνση τους, και στην κορυφή των πυλώνων επιβλήθηκε άρθρωση που επιτρέπει μόνο την κίνηση του πυλώνα κατά τη διαμήκη έννοια της γέφυρας.

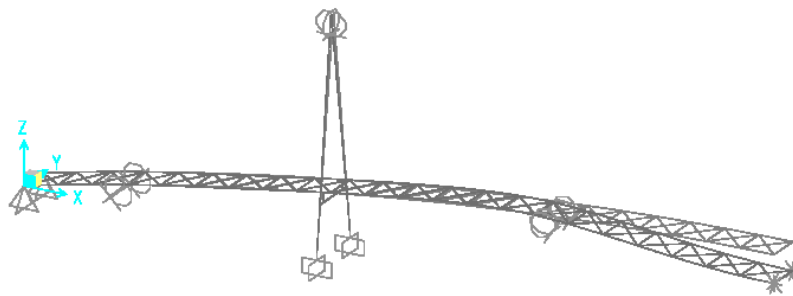


Σχήμα 4.2 Μισός φορέας με κυλίσσεις στις θέσεις καλωδίωσης

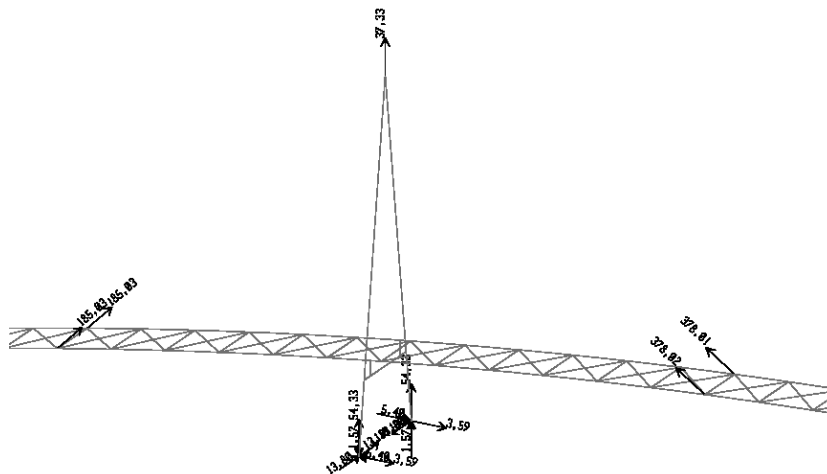
Η φόρτιση που επιβλήθηκε ήταν η εξής

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: Θεωρήθηκε πλάκα σκυροδέματος 15cm
 $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
 Μήκος επιρροής κύριας δοκού 2,5/2 m
 Άρα, γραμμικό φορτίο ανά κύρια δοκό $g_c = 2,5/2 \times 25 \times 0,15 = 4,69 \text{ kN/m}$
- Ίδιο βάρος χάλυβα
 $\gamma = 78,5 + 0,10 \times 78,5 = 86,35 \text{ kN/m}^3$
 Το φορτίο υπολογίζεται απευθείας μέσω του προγράμματος.
- Επικαλύψεις: Θεωρήθηκε φορτίο επικάλυψης $g' = 1 \text{ kN/m}^2$.
 Άρα, γραμμικό φορτίο ανά κύρια δοκό $g' = 1 \times 2,5/2 = 1,25 \text{ kN/m}$

Η απαραμόρφωτη και παραμορφωμένη εικόνα του φορέα παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.3 και οι αντιδράσεις στήριξης που προκύπτουν για τα μόνιμα φορτία παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-1 και στο Σχήμα 4.4



Σχήμα 4.3 Απαραμόρφωτη και παραμορφωμένη εικόνα φορέα



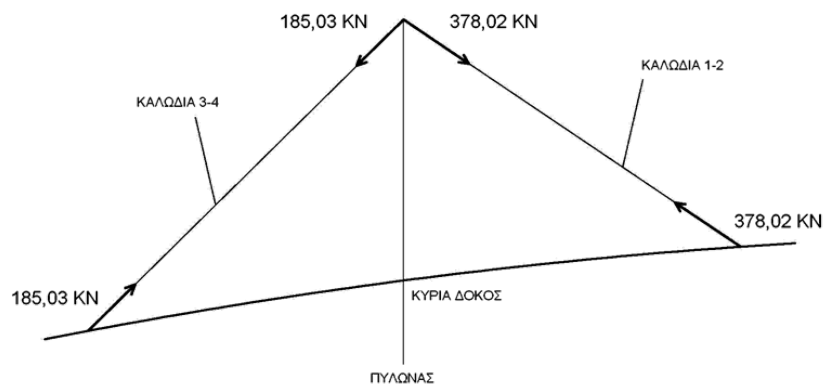
Σχήμα 4.4 Αντιδράσεις στηρίξεων

Πίνακας 4-1 Αντιδράσεις στις θέσεις καλωδίων

Αντιδράσεις στηρίξεων (kN)	
Στήριξη 1-2	378,02
Στήριξη 3-4	185,03

4.4 Απαίτηση για μικρή μετατόπιση της κορυφής του πυλώνα

Οι παραπάνω τιμές δίνουν μόνο μια τάξη μεγέθους της δύναμης προέντασης που απαιτείται να επιβληθεί στα καλώδια. Ένας τέτοιος συνδυασμός δυνάμεων θα οδηγούσε σε πολύ μεγάλη οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του πυλώνα, συνεπώς είναι αναγκαίο οι δύο δυνάμεις να είναι περίπου ίσες και να εξουδετερώνονται (Σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.5 Δυνάμεις των καλωδίων που καταλήγουν στην κορυφή του πυλώνα. Συνισταμένη διάφορη του μηδενός

Παρακάτω υπολογίζεται η απαιτούμενη αναλογία που πρέπει να έχουν οι δύο δυνάμεις που καταλήγουν στην κορυφή του πυλώνα, ώστε η συνισταμένη οριζόντια δύναμη να ισούται περίπου με 0.

Ανάλυση δυνάμεων στο επίπεδο x-z

- Καλώδια 1-2

$$S_{z,12}^{xz} = S_{12} \times \cos \varphi = S_{12} \times \cos 56,01 = 0,56 S_{12}$$

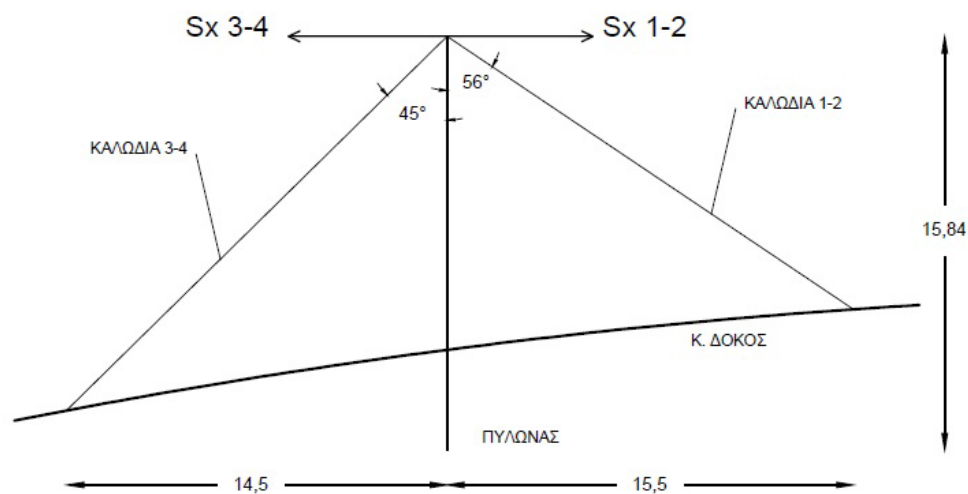
$$S_{x,12}^{xz} = S_{12} \times \sin \varphi = S_{12} \times \sin 56,01 = 0,83 S_{12}$$

- Καλώδια 3-4

$$S_{z,34}^{xz} = S_{34} \times \cos \theta = S_{34} \times \cos 45,36 = 0,70 S_{34}$$

$$S_{x,34}^{xz} = S_{34} \times \sin \theta = S_{34} \times \sin 45,36 = 0,71 S_{34}$$

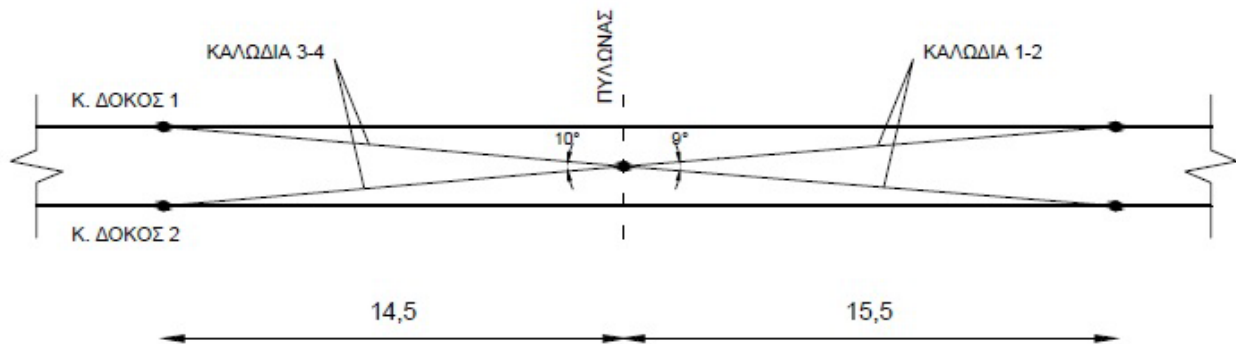
Οι οριζόντιες δυνάμεις των καλωδίων S_x καταλήγουν στην κορυφή του πυλώνα όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 4.6.



Σχήμα 4.6 Ανάλυση δυνάμεων στο επίπεδο x-z

Ανάλυση δυνάμεων στο επίπεδο x-y

Οι οριζόντιες δυνάμεις που υπολογίστηκαν προηγουμένως πρέπει τώρα να αναλυθούν και στο επίπεδο x-y (Σχήμα 4.7).



Σχήμα 4.7 Ανάλυση δυνάμεων στο επίπεδο x-y

- Καλώδια 1-2

$$S_{x,12}^{xy} = S_{x,12}^{xz} \times \cos a/2 = S_{x,12}^{xz} \times \cos 9,22/2 = 0,827 S_{12}$$
- Καλώδια 3-4

$$S_{x,34}^{xy} = S_{x,34}^{xz} \times \cos \beta/2 = S_{x,34}^{xz} \times \cos 9,85/2 = 0,707 S_{34}$$

Άρα, πρέπει $2 \times 0,827 S_{12} = 2 \times 0,707 S_{34} \rightarrow S_{12} = 0,855 S_{34}$

4.5 Αντικατάσταση των στηρίξεων με καλώδια

Η αντικατάσταση των καλωδίων θα γίνει για το μισό φορέα, ενώ στο μέσο συνεχίζει να υπάρχει κυλιόμενη πάκτωση, όπως στην ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στην ενότητα 4.2. Κάθε στήριξη θα αντικαθίσταται από ένα καλώδιο κάθε φορά με σκοπό να βρεθεί η κατάλληλη τιμή της δύναμης προέντασης, για να πετύχουμε το βέλτιστο βέλος κατά τη φόρτιση της γέφυρας με μόνιμα φορτία και με τη δύναμη προέντασης (G+T). Επιδίωξη είναι οι κατακόρυφες μετακινήσεις που θα εμφανιστούν στη γέφυρα να είναι όσο το δυνατόν μικρότερες έτσι ώστε σε επόμενο στάδιο, με την εμφάνιση των κινητών φορτίων στη γέφυρα, να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας. Σε κάθε αντικατάσταση επαληθεύεται ότι η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στα καλώδια είναι περίπου ίση με τη δύναμη προέντασης που επιβάλαμε και ότι η βύθιση της γέφυρας στις θέσεις των καλωδίων είναι περίπου ίση με τη βύθιση που προέκυψε από την ανάλυση με τις στηρίξεις. Τέλος, αφού επαληθευθούν τα παραπάνω για κάθε καλώδιο ξεχωριστά, θα αντικαταστήσουμε όλες τις στηρίξεις ταυτόχρονα με καλώδια, θα αφαιρέσουμε τη στήριξη του πυλώνα και θα ελέγξουμε ότι η μετατόπιση στην κορυφή του είναι ανεκτή.

4.5.1 Αρχική επιλογή ποιότητας καλωδίου

Από το σύστημα προεντεταμένων καλωδίων της Pfeiffer επιλέγεται καλώδιο PV150 VVS-2 με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά.

- $Z_{B,K}=1520$ kN
- $Z_{R,d}=921$ kN
- $A= 1060$ mm²
- weight= 8.9 kg/m
- $d_s= 40$ mm
- $E= 160 \pm 10$ kN/mm²

4.5.2 Αντικατάσταση του πρώτου καλωδίου

Σε αυτή την ενότητα παρουσιάζεται αρχικά η πορεία που ακολουθήθηκε στο πρόγραμμα SAP 2000 για την εισαγωγή της δύναμης προέντασης στα καλώδια ανάρτησης. Έπειτα, καταγράφονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που μας αφορούν. Με την επιλογή draw frame/cable του προγράμματος τοποθετείται η γεωμετρία του καλωδίου, καθώς αυτόματα ανοίγει το παράθυρο cable geometry (Σχήμα 4.8) στο οποίο καθορίζονται όλες οι παράμετροι που αφορούν στα καλώδια. Η αντικατάσταση γίνεται με τιμή προέντασης σύμφωνη με τον πίνακα 4.1 και είναι ίση με $P=378,02$ KN η οποία επιβάλλεται στο άκρο j του καλωδίου με σύμφωνα με την ορολογία του προγράμματος SAP 2000.

Cable Geometry

File Edit

Line Object Parameters

Line Object Type: Cable
 Cable Type: Cable - Tension At J-End
 Section Property: CAB1

Start: X=22, Y=1.25, Z=15.84
 End: X=37.5, Y=0, Z=5.3926

☐ Model Cable Using Straight Frame Objects

Line Object Meshing

☒ Keep as Single Object
☐ Break into Multiple Equal Length Objects
☐ Break into Multiple Objects with Equal Projected Length on Chord

Cable Parameters

Number of Cable Segments: 1
 Added Weight Per Unit Length: 0
 Projected Uniform Gravity Load: 0
 Tension At I-End: 378.5373
 Tension At J-End: 378.02
 Horizontal Tension Component: 313.9939

Maximum Vertical Sag: Deformed: 5.742E-03, Undeformed: 3.952E-14
 Low-Point Vertical Sag: 0
 Length: 18.734
 Relative Length: 1

Coordinate System: GLOBAL
 Units: KN, m, C

Computed Point Coordinates for Linear Segments (Undeformed Cable Geometry)

☒ Use Undeformed Geometry for Cable Object
☐ Use Deformed Geometry for Cable Object

Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	22	1.25	15.84	0	0	0
1	22.9688	1.1719	15.187	0	1.1709	0.0625
2	23.9375	1.0938	14.5341	-8.244E-08	2.3417	0.125
3	24.9063	1.0156	13.8811	2.329E-07	3.5126	0.1875
4	25.875	0.9375	13.2281	-9.983E-07	4.6835	0.25
5	26.8438	0.8594	12.5752	5.969E-06	5.8544	0.3125
6	27.8125	0.7812	11.9222	6.015E-06	7.0252	0.375
7	28.7813	0.7031	11.2693	-3.073E-05	8.1961	0.4375
8	29.75	0.625	10.6163	-2.763E-05	9.367	0.5
9	30.7188	0.5469	9.9633	5.360E-05	10.5379	0.5625
10	31.6875	0.4688	9.3103	5.515E-05	11.7088	0.625

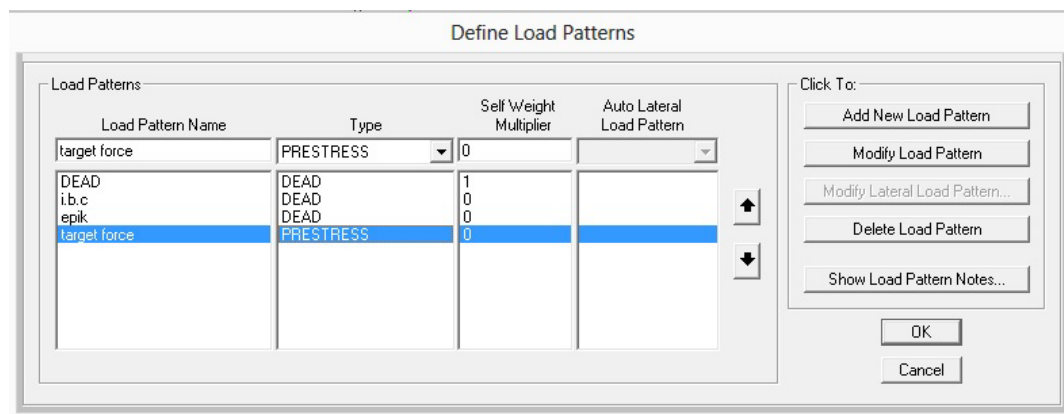
Planar View

OK Cancel

Σχήμα 4.8 Εισαγωγή των στοιχείων των καλωδίων στο πρόγραμμα SAP 2000

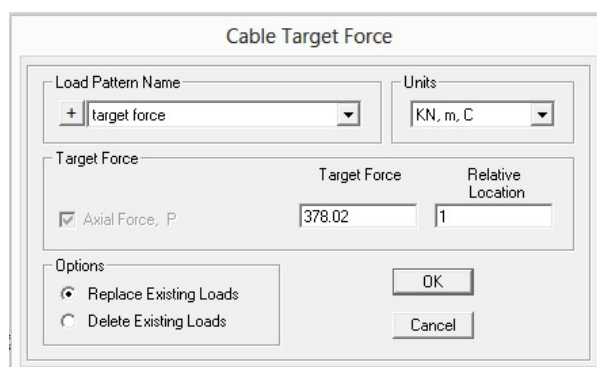
Στην παράμετρο cable type επιλέχθηκε το Cable-Tension at J- End και η τιμή δόθηκε στο Cable Parameters > Tension at J-End. Αναφέρεται στο σημείο αυτό ότι το πρόγραμμα

προσφέρει και άλλες δυνατότητες όπως την εισαγωγή της δύναμης προέντασης μέσω ορισμού του παραμορφωμένου σχήματος του καλωδίου, Cable Type> Cable- Undeformed length. Στη συνέχεια, επιλέγοντας το καλώδιο (select) ακολουθούμε τα εξής βήματα. Define> Load patterns δημιουργούμε ένα load pattern το οποίο αντιστοιχεί στην δύναμη προέντασης (Σχήμα 4.9).



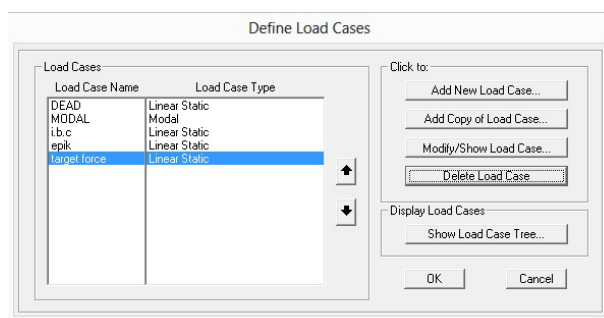
Σχήμα 4.9 Εισαγωγή της δύναμης προέντασης στο πρόγραμμα SAP 2000

Για να ασκηθεί η δύναμη στο καλώδιο έχοντάς το επιλεγμένο, πατάμε Assign> Cable Loads> Target Force και εμφανίζεται το παράθυρο Cable Target Force (Σχήμα 4.10).



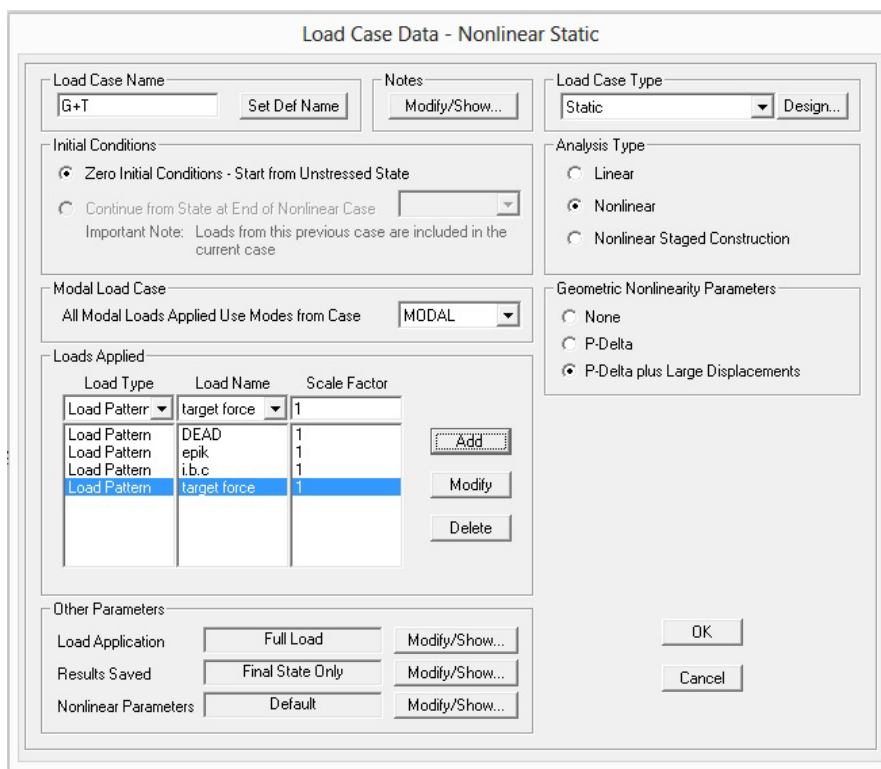
Σχήμα 4.10 Εφαρμογή της δύναμης προέντασης στα καλώδια

Στο Load Pattern Name επιλέγεται το target force από τη λίστα που έχουμε προηγουμένως δημιουργήσει. Το μέγεθος της δύναμης δίνεται στο Target Force και η θέση στο Relative Location όπου η τιμή 1 αντιστοιχεί στο άκρο j του καλωδίου. Δημιουργούμε τέλος, το Load Case της ανάλυσης (Define> Load case) όπου συμμετέχουν τα μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος μεταλλικής κατασκευής, ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος και επικαλύψεις) και η δύναμη προέντασης (Σχήμα 4.11).



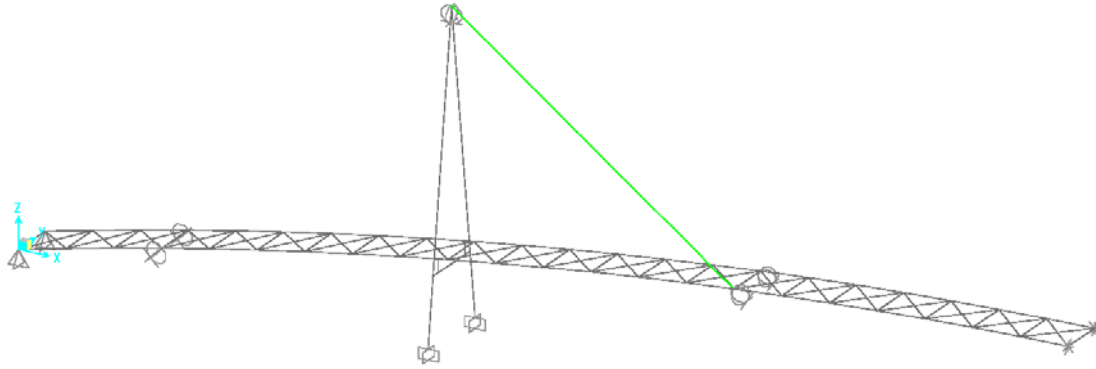
Σχήμα 4.11 Ορισμός του target force load case

Επιλέγοντας Add New Load Case εμφανίζεται το παρακάτω παράθυρο, Load Case Data. Στο loads applied επιλέγονται τα φορτία που συμμετέχουν και ως initial conditions ορίζεται το zero initial conditions- Start from unstressed state. Οι αναλύσεις που πραγματοποιούνται είναι μη γραμμικές, χωρίς παραδοχή μικρών μετατοπίσεων (Analysis type: Nonlinear, Geometric nonlinearity Parameters: P-D plus large displacements) όπως επιβάλλει η παρουσία των καλωδίων στο φορέα (Σχήμα 4.12).



Σχήμα 4.12 Load case data

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης (Πίνακας 4-2).



Σχήμα 4.13 Αντικατάσταση πρώτου καλωδίου

Πίνακας 4-2 Αποτελέσματα πρώτης ανάλυσης

Δύναμη Προέντασης (kN)	378.02
Αξονική Δύναμη (KN)	380,27
Βέλος στη θέση 1 (cm)	-0,04
Βέλος στο μέσο (cm)	-10,2

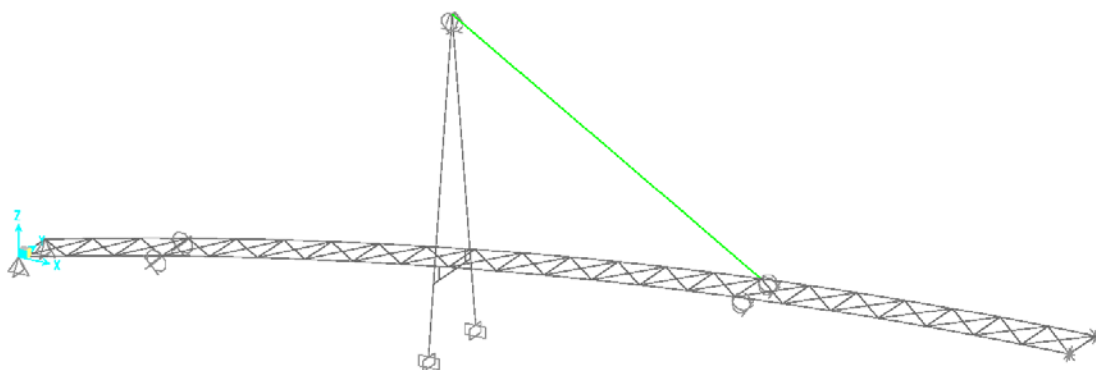
Τελικά, η δύναμη που απαιτείται όπως προέκυψε μετά από δοκιμές είναι ίση με 525 kN. Ο Πίνακας 4-3 συνοψίζει τα τελικά αποτελέσματα.

Πίνακας 4-3 Τελική τιμή προέντασης για το 1^ο καλώδιο μετά από δοκιμές

Δύναμη Προέντασης (kN)	525
Αξονική Δύναμη (KN)	523
Βέλος στη θέση 1(cm)	2,2
Βέλος στο μέσο (cm)	-7,9

4.5.3 Αντικατάσταση του δεύτερου καλωδίου

Χάρη στη συμμετρία των καλωδίων το δεύτερο καλώδιο (Σχήμα 4.14) θα έχει ίδια τιμή προέντασης με το καλώδιο 1, $P=525$ kN.



Σχήμα 4.14 Αντικατάσταση δεύτερου καλωδίου

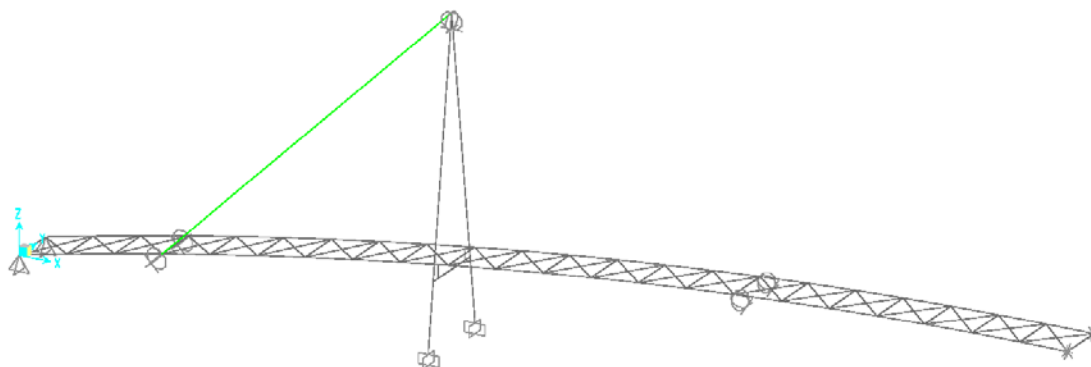
Τα αποτελέσματα όπως ήταν αναμενόμενο ταυτίζονται με του πρώτου καλωδίου (Πίνακας 4-4).

Πίνακας 4-4 Αποτελέσματα δεύτερης ανάλυσης

Δύναμη Προέντασης (kN)	525
Αξονική Δύναμη (kN)	523
Βέλος στη θέση 1(cm)	2,2
Βέλος στο μέσο (cm)	-7,9

4.5.4 Αντικατάσταση τρίτου καλωδίου

Η δύναμη που θα εφαρμοστεί στο τρίτο καλώδιο (Σχήμα 4.15) θα πρέπει να έχει τιμή σύμφωνη με την απαιτούμενη αναλογία των δυνάμεων προέντασης που προέκυψε στην παράγραφο. Άρα, $P_{34} = P_{12}/0.855 = 525/0,855 \cong 611 \text{ kN}$



Σχήμα 4.15 Αντικατάσταση τρίτου καλωδίου

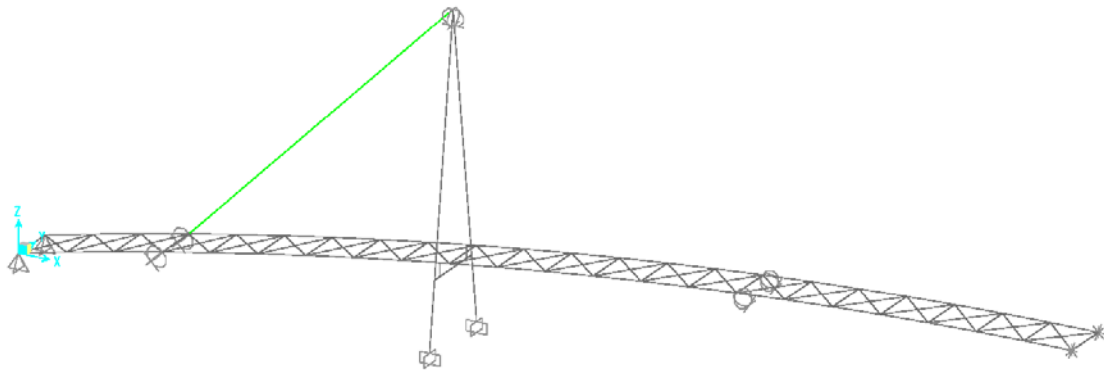
Τα αποτελέσματα από την ανάλυση με αντικατάσταση του τρίτου καλωδίου φαίνονται στον Πίνακα 4-5

Πίνακας 4-5 Αποτελέσματα τρίτης ανάλυσης

Δύναμη Προέντασης (kN)	611
Αξονική Δύναμη (kN)	608
Βέλος στη θέση 1(cm)	2,8
Βέλος στο μέσο (cm)	-10

4.5.5 Αντικατάσταση τέταρτου καλωδίου

Χάρη στη συμμετρία των καλωδίων το τέταρτο καλώδιο (Σχήμα 4.16) θα έχει ίδια τιμή προέντασης με το καλώδιο 3, $P=611 \text{ kN}$.



Σχήμα 4.16 Αντικατάσταση τέταρτου καλωδίου

Τα αποτελέσματα μετά την αντικατάσταση και του τελευταίου καλωδίου παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-6 της επόμενης σελίδας.

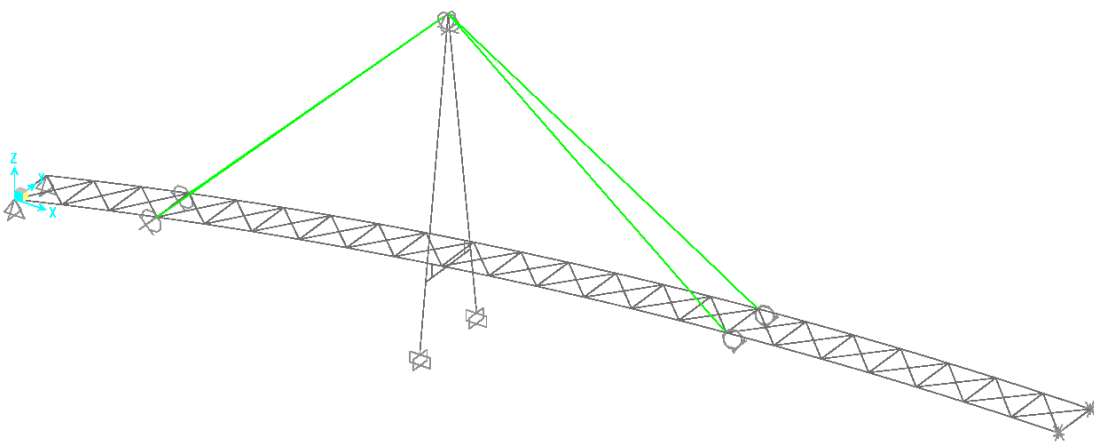
Πίνακας 4-6 Αποτελέσματα τέταρτης ανάλυσης

Δύναμη Προέντασης (kN)	611
Αξονική Δύναμη (kN)	608
Βέλος στη θέση 1(cm)	2,8
Βέλος στο μέσο (cm)	-10

4.5.6 Αντικατάσταση όλων των καλωδίων

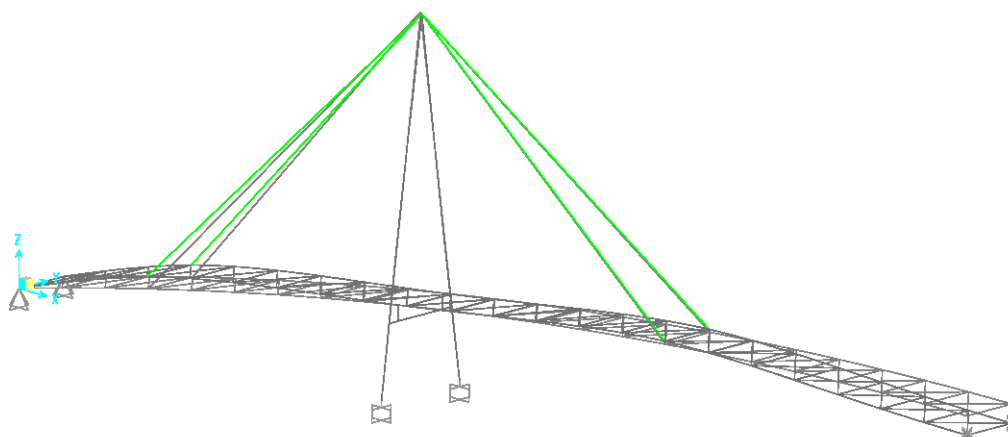
Χρησιμοποιώντας τις τιμές της προέντασης που προέκυψαν από τις αναλύσεις των μεμονωμένων καλωδίων (ενότητα 4.5.2 έως 4.5.5) τοποθετούνται όλα τα καλώδια στο φορέα. Η κορυφή του πυλώνα, η οποία ήταν πακτωμένη, είναι τώρα ελεύθερη από άποψη στήριξης.

Το προσομοίωμα της πεζογέφυρας με τα τέσσερα καλώδια φαίνεται στο Σχήμα 4.17.



Σχήμα 4.17 Αντικατάσταση όλων των καλωδίων

Στο επόμενο Σχήμα 4.18 παρουσιάζεται το παραμορφωμένο σχήμα του φορέα .



Σχήμα 4.18 Παραμορφωμένο σχήμα για φορτίο $G + T$

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την τοποθέτηση όλων των καλωδίων δείχνουν ότι οι τιμές προέντασης που διαλέξαμε είναι ικανοποιητικές. Παρατηρούμε τελικά ότι οι κύριες δοκοί μετά την επιβολή των μόνιμων φορτίων εμφανίζουν στις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων θετικό βέλος προς τα πάνω, (αντιβέλος) το οποίο όμως μετά από την επιβολή και των κινητών φορτίων θα εξουδετερωθεί. Σε επόμενο στάδιο θα πρέπει να ελεγχθεί ότι στην επόμενη κατάσταση (Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας), όπου στη γέφυρα επιδρούν μόνιμα και κινητά φορτία, τα βέλη που εμφανίζονται είναι μικρότερα από τα επιτρεπόμενα. Τα τελικά αποτελέσματα (βέλη και αξονική δύναμη καλωδίων) συνοψίζονται στους Πίνακες Πίνακας 4-7, Πίνακας 4-8, Πίνακας 4-9.

Πίνακας 4-7 Τελικά αποτελέσματα για Καλώδια 1-2

Δύναμη Προέντασης (kN)	525
Αξονική δύναμη (kN)	524,5
Βέλος (cm)	1,02

Πίνακας 4-8 Τελικά αποτελέσματα για καλώδια 3-4

Δύναμη Προέντασης (kN)	611
Αξονική δύναμη (kN)	609,5
Βέλος (cm)	2,70

Πίνακας 4-9 Τελικές τιμές μετακινήσεων για πυλώνα και μέσο γέφυρας

Οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του πυλώνα (cm)	0,73
Βύθιση στο μέσο της γέφυρας (cm)	8,05

Επισημαίνεται, επίσης, ότι η βύθιση στο μέσο της γέφυρας εμφανίζεται σχετικά μεγάλη, της τάξεως των 8 cm, όμως αναμένουμε μικρότερη βύθιση κατά την ανάλυση του συνολικού

φορέα. Ο πυλώνας παραμένει σχεδόν κατακόρυφος με μία πολύ μικρή μετακίνηση στην κορυφή $\delta=0,73$ cm.

4.6 Ανάλυση συνολικού φορέα

Σε αυτή την ενότητα αναλύεται ο φορέας στο σύνολό του και ελέγχεται ότι οι δυνάμεις προέντασης είναι ικανές να συγκρατήσουν επαρκώς τη γέφυρα, όταν σε αυτή ασκούνται πλέον και τα κινητά φορτία. Καθοριστικό κριτήριο είναι να πληρούνται οι απαιτήσεις της λειτουργικότητας σε όλες τις κρίσιμες θέσεις.

Το επιπλέον κινητό φορτίο της πεζογέφυρας είναι 5 kN/m^2 . Για μήκος επιρροής κύριας δοκού $2,5/2 \text{ m}$ το φορτίο που αναλαμβάνει η καθεμία είναι $6,25 \text{ KN/m}$. Στο πρόγραμμα δημιουργείται σε αυτό το σημείο ένας νέος συνδυασμός (Load Case), ο οποίος αναφέρεται στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας και περιλαμβάνει όλα τα μόνιμα φορτία και τα κινητά καθώς και τη δύναμη προέντασης με συντελεστή ασφαλείας 1,00 (G+T+Q). Στο Load Case Data αυτού του συνδυασμού τονίζουμε ότι πρέπει να ορίσουμε ως αρχικές συνθήκες αυτές που προκύπτουν από τον συνδυασμό G+T, ο οποίος αποτελεί αφετηρία για όλους τους μετέπειτα συνδυασμούς φορτίων. Initial Conditions> Continue from state at end of non linear case G+T, όπως φαίνεται στο παράθυρο του προγράμματος που παρατίθεται από κάτω (Σχήμα 4.19).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Set Def Name

Notes:

Load Case Type: Design...

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	kinito	1
Load Pattern	kinito	1

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

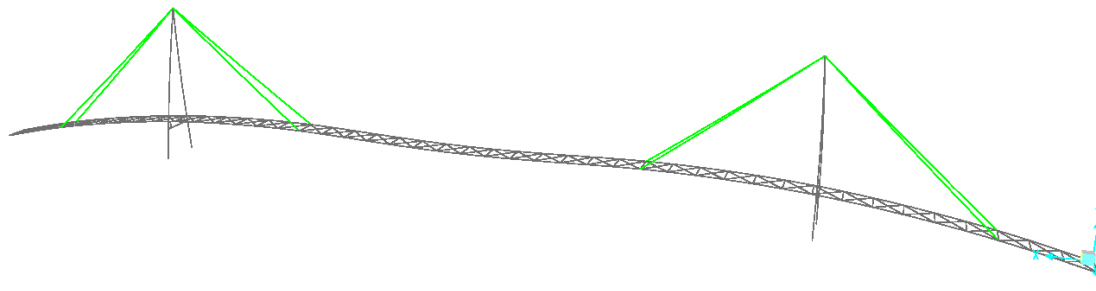
Σχήμα 4.19 Load case data - εκκίνηση από προηγούμενη εντατική κατάσταση

Το συνολικό προσομοίωμα παρουσιάζεται στο επόμενο Σχήμα 4.20.

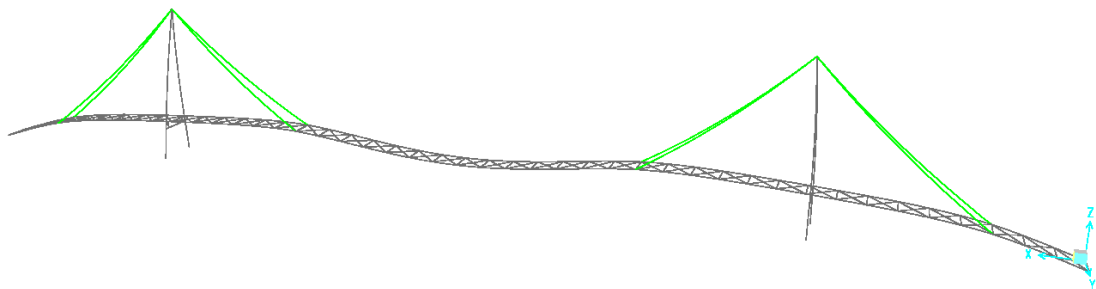


Σχήμα 4.20 Συνολικό προσομοίωμα γέφυρας

Τα σχήματα, Σχήμα 4.21, Σχήμα 4.22 δείχνουν την γεωμετρία που αποκτά ο φορέας στην περίπτωση που στη γέφυρα υπάρχουν μόνο μόνιμα φορτία και στην περίπτωση που υπάρχουν μόνιμα και κινητά ταυτόχρονα.



Σχήμα 4.21 Παραμορφωμένος φορέας για φόρτιση G+T+Q



Σχήμα 4.22 Παραμορφωμένος φορέας για φόρτιση G+T

Στον παρακάτω, Πίνακας 4-10, παρουσιάζονται συγκριτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τα δύο στάδια φόρτισης.

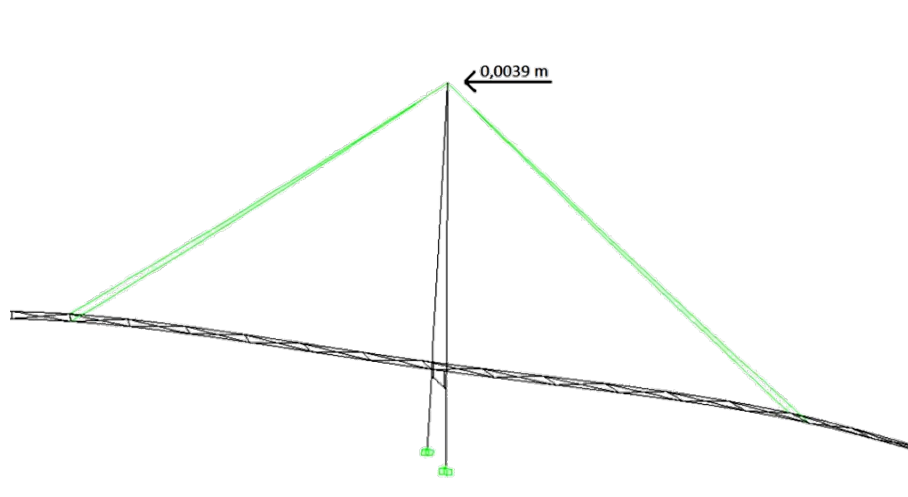
Πίνακας 4-10 Σύγκριση αποτελεσμάτων για τα δύο στάδια φόρτισης

	Φόρτιση με G+T	Φόρτιση με G+T+Q
Δύναμη προέντασης P_{12}	525	525
Αξονική δύναμη (kN)	507,73	711,94
Βέλος (cm)	3,8	-9,77

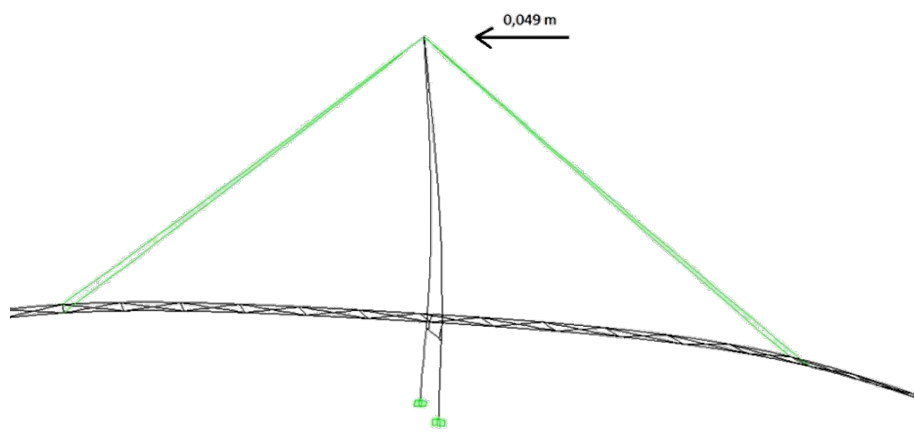
	Φόρτιση με G+T	Φόρτιση με G+T+Q
Δύναμη προέντασης P_{34}	611	611
Αξονική δύναμη (kN)	590,97	813,85
Βέλος (cm)	3,1	5,3

	Φόρτιση με G+T	Φόρτιση με G+T+Q
Οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του πυλώνα (cm)	0,39	4,9
Βύθιση στο μέσο της γέφυρας (cm)	3,82	25,38

Ο πυλώνας για μόνιμα φορτία είναι σχεδόν κατακόρυφος, εμφανίζει μια απόκλιση της τάξεως των 4 χιλιοστών ($\delta=0,0039$ m), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.23. Κατά την επιβολή και των κινητών φορτίων αποκτά ένα βέλος $\delta=0,049$ m, το οποίο θεωρείται ανεκτό για την κατάσταση λειτουργικότητας (Σχήμα 4.23).



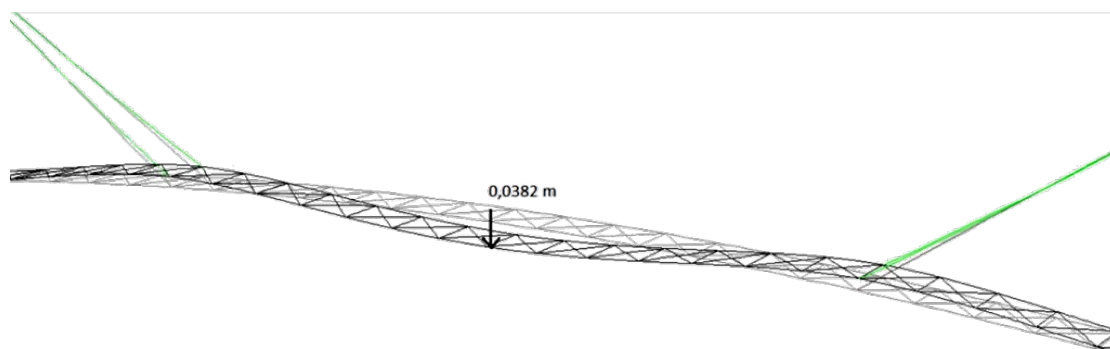
Σχήμα 4.23 Μετακίνηση κορυφής για φόρτιση G+T



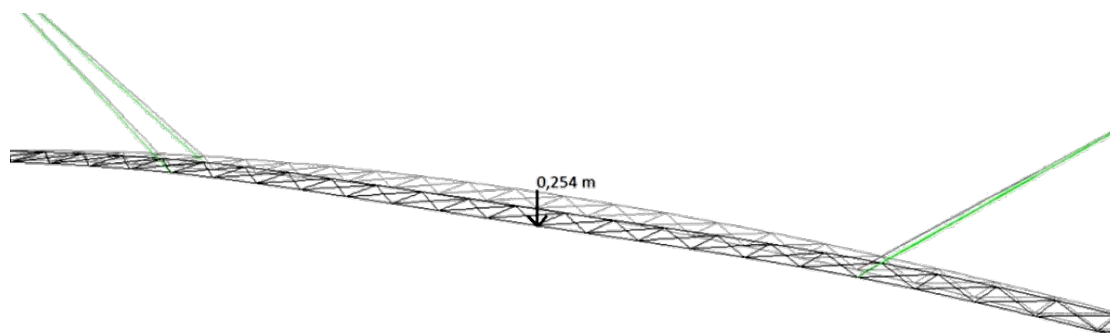
Σχήμα 4.24 Μετακίνηση κορυφής για φόρτιση G+T+Q

Στο μέσο της γέφυρας, και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, το εμφανιζόμενο μέγιστο βέλος προκύπτει ίσο με $\delta_{\max} = 0,254 \text{ m}$, το οποίο είναι μικρότερο από το επιτρεπόμενο της γέφυρας. Για άνοιγμα ίσο με την απόσταση των πυλώνων, δηλαδή 66 m, το επιτρεπόμενο βέλος είναι $\delta_{\varepsilon\pi} = l/250 = 66/250 = 0,264 \text{ m}$.

Στα σχήματα, Σχήμα 4.25, Σχήμα 4.26 παρουσιάζεται η βύθιση στο μέσο της γέφυρας για τα δύο στάδια φόρτισης.



Σχήμα 4.25 Μετακίνηση στο μέσο της γέφυρας για φόρτιση G+T



Σχήμα 4.26 Μετακίνηση στο μέσο της γέφυρας για φόρτιση G+T+Q

5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση πεζογέφυρας

Σε αυτό το κεφάλαιο θα πραγματοποιηθεί ανάλυση της πεζογέφυρας για όλους τους κρίσιμους συνδυασμούς φόρτισης με τελικό στόχο την τελική διαστασιολόγησή της. Ακολουθεί μια αρχική επιλογή διατομών για τα φέροντα μεταλλικά στοιχεία, η οποία έγινε λαμβάνοντας υπόψη τις διατομές της υπάρχουσας γέφυρας.

5.1 Προεκτίμηση διατομών

Διαδοκίδες

$$t_w=12,7 \text{ mm}$$

$$t_f=12,7 \text{ mm}$$

$$b_f=80,5 \text{ mm}$$

$$d=304,8 \text{ mm}$$

Χιαστί σύνδεσμοι

$$t_w=15,9 \text{ mm}$$

$$t_f=15,9 \text{ mm}$$

$$b_1=101,6 \text{ mm}$$

$$b_2=76,2 \text{ mm}$$

Πυλώνες

Πάνω από την ανωδομή

$$b_1=254 \text{ mm}$$

$$b_2=508 \text{ mm}$$

$$t=10 \text{ mm}$$

Κάτω από την ανωδομή

$$b_1=254 \text{ mm}$$

$$b_2=508 \text{ mm}$$

$$t=12,7 \text{ mm}$$

Κύριες δοκοί

$$h=890 \text{ mm}$$

$$b_f=300 \text{ mm}$$

$$t_w=16 \text{ mm}$$

$$t_f=30 \text{ mm}$$

5.2 Φορτίσεις

5.2.1 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να ενεργήσουν στη γέφυρα κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου όπως τα ίδια βάρη.

Ίδια βάρη κατασκευής

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκών $g_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Επικαλύψεις- Ασφαλτικά $g_{επ} = 1 \text{ kN/m}^3$

5.2.2 Δύναμη Προέντασης

Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης η οποία ασκείται στα καλώδια ώστε όταν εφαρμόζονται όλα τα μόνιμα φορτία, η κατασκευή να φτάσει στην επιθυμητή γεωμετρία και κατανομή τάσεων, λειτουργεί ως δράση .

- $P_{12} = 525 \text{ kN}$
- $P_{34} = 611 \text{ kN}$

5.2.3 Κινητά Φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται οι μεταβλητές δράσεις που οφείλονται σε στατικά φορτία από πεζούς ή δίκυκλα και που σχετίζονται με ελέγχους στην Οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Προτεινόμενη τιμή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EC1 στην παράγραφο 5.3.2.1 είναι:

- $q = 5 \text{ kN/m}^2$

5.2.4 Σεισμικές Δράσεις

Η μέθοδος ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε για την εισαγωγή της σεισμικής δράσης στην κατασκευή είναι η ισοδύναμη στατική μέθοδος ή αλλιώς μέθοδος θεμελιώδους ιδιομορφής. Η ανάλυση έγινε σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό κανονισμό που αφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό γεφυρών EC8_2 στην παράγραφο 4.2.2. Στη μέθοδο αυτή θεωρούνται ισοδύναμες στατικές σεισμικές δυνάμεις που υπολογίζονται από τις δυνάμεις αδράνειας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του φορέα κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση βάση του φάσματος σχεδιασμού. Η μέθοδος περιλαμβάνει απλουστεύσεις όσον αφορά το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής και τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Επισημαίνεται ότι η ισοδύναμη στατική μέθοδος επιλέχθηκε έναντι της Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης- Μέθοδος φάσματος απόκρισης εξαιτίας της παρουσίας των καλωδίων τα οποία λόγω της μη γραμμικότητας τους αποκλείουν την εφαρμογή γραμμικής δυναμικής ανάλυσης καθώς αυτή βασίζεται στην αρχή της επαλληλίας.

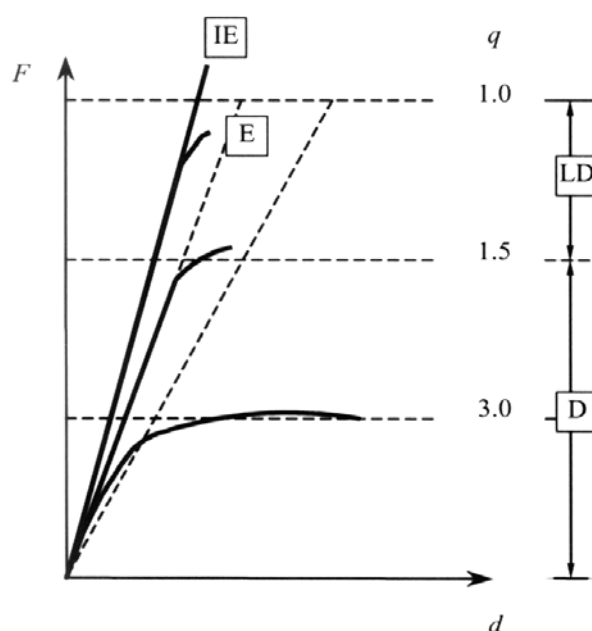
Για την εφαρμογή της μεθόδου θεμελιώδους ιδιομορφής έγιναν οι εξής θεωρήσεις σχετικά με τον τύπο εδάφους, τη σπουδαιότητα του έργου και την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

- Κατηγορία σπουδαιότητας II, $\gamma = 1,00$ (Πίνακας 4.3 EN1998)
- Τύπος εδάφους B (Πίνακας 3.1 EN1998)
- Ζώνη Z_2

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα διαμορφώνεται το φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση.

5.2.4.1 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά το σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ανάλογα με την επιζητούμενη συμπεριφορά της κατασκευής υπό σεισμικές δράσεις επιλέγεται η κατάλληλη τιμή του συντελεστή q ώστε η συμπεριφορά της να χαρακτηρίζεται είτε ως πλάστιμη είτε ως περιορισμένα πλάστιμη/ ουσιαστικά ελαστική. Η συμπεριφορά αυτή δίνεται από τη γενική σχέση δύναμης μετακίνησης, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1 του EC8.



Σχήμα 5.1 Συντελεστής συμπεριφοράς ανάλογα με την επιθυμητή απόκριση της κατασκευής

q – Συντελεστής συμπεριφοράς

IE - Ιδεατά ελαστική

E - Ουσιαστικά ελαστική

LD - Περιορισμένα πλάστιμη

D - Πλάστιμη

Η ανάλυση της εν λόγω κατασκευής θα γίνει με θεώρηση περιορισμένα πλάστιμης συμπεριφοράς. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό αντισεισμικό κανονισμό για γέφυρες των οποίων η σεισμική συμπεριφορά κυριαρχείται από επιδράσεις ανώτερων ιδιομορφών (π.χ. καλωδιωτές γέφυρες) συνίσταται συντελεστής συμπεριφοράς $q=1$ που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά.

5.2.4.2 Φάσμα οριζόντιας απόκρισης

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις.

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

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

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

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

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

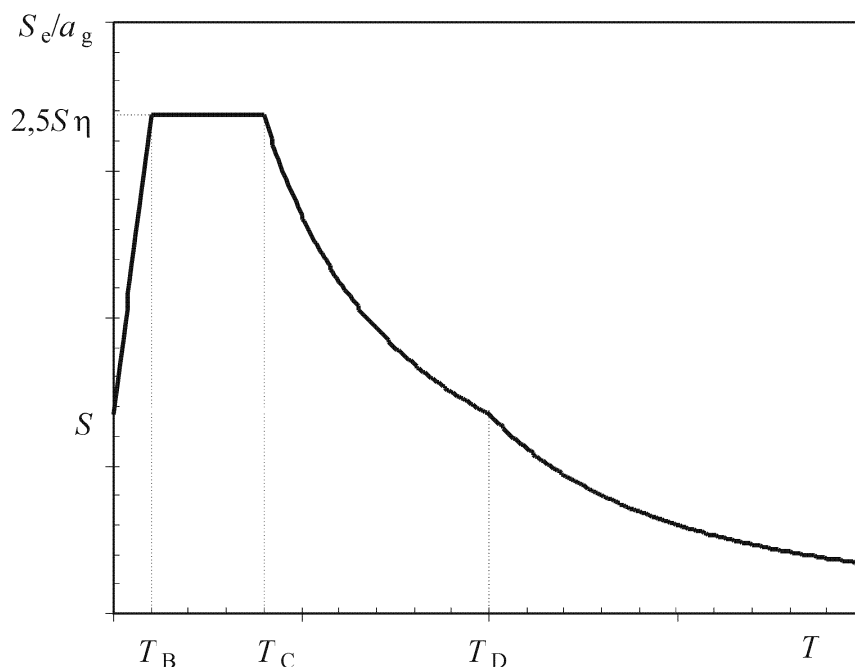
a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$);

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους



Σχήμα 5.2 Φάσμα σχεδιασμού

Παρακάτω συνοψίζονται οι τιμές των παραμέτρων του φάσματος:

- Φάσμα τύπου 2

Εδαφικός τύπος	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)
B	1,35	0,05	0,25	1,2

- Z₂ άρα, α_{gR}=0,24 g
- q=1

Στην συνέχεια, οι σεισμικές δυνάμεις υπολογίζονται με την εφαρμογή στο φορέα 2 οριζόντιων στατικών δυνάμεων που δίνονται από τις σχέσεις:

$$F_x = M * S_d(T)$$

$$F_y = M * S_d(T)$$

Όπου,

M είναι η συνολική ενεργός μάζα του φορέα.

S_d(T) είναι η φασματική επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T της γέφυρας.

Επισημαίνεται ότι το S_d(T) υπολογίζεται για λόγους απλοποίησης των υπολογισμών από το φάσμα σχεδιασμού για T=T_B=T_C. Η απλοποίηση αυτή είναι υπέρ της ασφαλείας.

$$S_d(T_B) = a_g \times S \times 2,5/q = 0,24 \times 1,35 \times 2,5/1 = 0,81g$$

Η ενεργός μάζα της κατασκευής υπολογίζεται από τη γενική έκφραση $\Sigma G_{kj} + \Sigma \psi_{2,1} \times Q_{k1}$. Περιλαμβάνει όλα τα μόνιμα φορτία και ένα ποσοστό των κινητών, τις οιονεί μόνιμες τιμές των μεταβλητών δράσεων, ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής. Για γέφυρες με συνήθη κυκλοφορία και πεζογέφυρες $\psi_{2,1} = 0$, EN 1998: 2002, Παράρτημα 2.

5.2.4.3 Φάσμα κατακόρυφης απόκρισης

Για την κατακόρυφη συνιστώσα το φάσμα σχεδιασμού δίνεται όπως και στην περίπτωση του οριζόντιου, με βάση της εκφράσεις στην ενότητα 5.2.4.2 με την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{vg} να αντικαθιστά την a_g ανάλογα με τον τύπο του φάσματος που χρησιμοποιείται, και τροποποιημένες τιμές για τις υπόλοιπες παραμέτρους, όπως συνοψίζονται στον επόμενο πίνακα.

- Φάσμα τύπου 2

Εδαφικός τύπος	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)
B	1,35	0,05	0,15	1,0

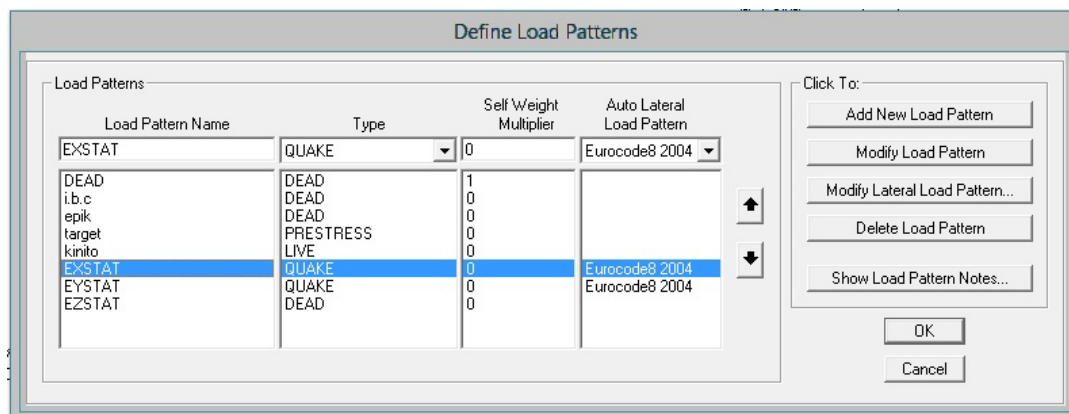
- $a_{vg}/a_g = 0,45 \rightarrow a_{vg} = 0,108 g$
- $q = 1$

Υπολογίζεται αντίστοιχα η επιτάχυνση σχεδιασμού.

$$S_d(T_B) = a_{vg} \times S \times 2,5/n = 0,108 \times 1,35 \times 2,5 = 0,365 g = 0,365 \times 9,81 = 3,58 m/s^2$$

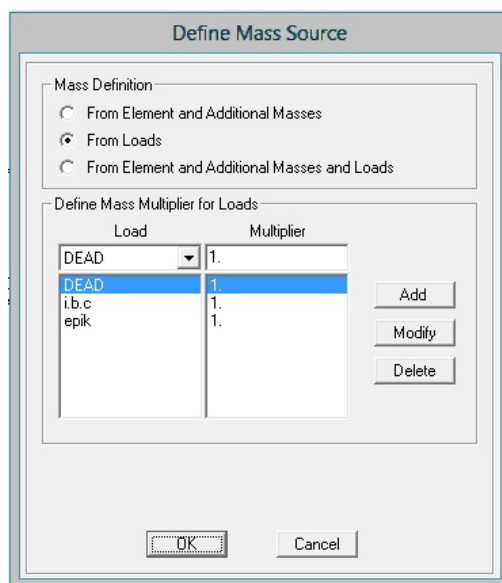
Οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εισάγονται στο πρόγραμμα δημιουργώντας αρχικά τα αντίστοιχα Load patterns (Σχήμα 5.3). Ορίζοντας ως type το QUAKE δίνεται από το

πρόγραμμα η δυνατότητα επιλογής του κανονισμού που επιθυμούμε να χρησιμοποιηθεί (Auto lateral load pattern> Eurocode 8 2004)



Σχήμα 5.3 Εισαγωγή του σεισμικού οριζόντιου φορτίου

Παράλληλα, απαιτείται η εισαγωγή του μεγέθους της ενεργού μάζας το οποίο γίνεται μέσω των εντολών define> mass source και την επιλογή mass definition from loads όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 5.4.



Σχήμα 5.4 Εισαγωγή της μάζας

Σε αντίθεση με τις οριζόντιες δυνάμεις, υπάρχει δυσκολία εφαρμογής της ίδιας διαδικασίας για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Για το λόγο αυτό, η κατακόρυφη δράση του σεισμού εφαρμόζεται ως κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο στις δύο κύριες δοκούς.

$$E_z = M \times S_d(T)$$

Στην ενεργό μάζα συμμετέχουν τα μόνιμα φορτία

- ίδιο βάρος σκυροδέματος 4,69 kN/m
- επικαλύψεις 1,25 kN/m

- ίδιο βάρος κυρίας δοκού $A_{κ.δ} \times 86,35 \text{ kN}/m^3 = 5,53 \text{ kN}/m$
- ίδιο βάρος χιαστί συνδέσμων ανά κύρια δοκό $= (86,35 \text{ kN}/m^3 \times A_{χ.σ} \times \frac{L_{χ.σ}}{L_{κ.δ}}) \times 0,5 = 0,723 \frac{kN}{m}$.
- ίδιο βάρος διαδοκίδων ανά κύρια δοκό $= (86,5 \text{ kN}/m^3 \times A_{δ} \times \frac{L_{δ}}{L_{κ.δ}}) \times 0,5 = 0,2604 \frac{kN}{m}$

Υπολογίζεται η μάζα του συστήματος

$$M = 4,69 + 1,25 + 5,53 + 0,723 + 0,2604 = 12,45 \frac{kN}{m} = 126,95 \text{ kg}/m$$

$$\text{Άρα, } E_z = 126,95 \times 3,58 = 0,45 \frac{kN}{m}$$

5.3 Συνδυασμοί φόρτισης

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις (αστοχίας και λειτουργικότητας) και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα. Οι συνδυασμοί που προκύπτουν συμμετέχουν στον υπολογισμό με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων, δηλαδή καταστάσεων πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

5.3.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του. Οι συνδυασμοί που ορίζονται στο μέρος 1 του Ευρωκώδικα είναι οι ακόλουθοι

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές
 $\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$
2. Για τυχηματικές καταστάσεις
 $\sum \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_p A P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$
3. Για καταστάσεις σεισμού
 $\sum G_{kj} + P_k + \gamma_1 A_{Ed} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

(+) σημαίνει "επαλληλία με"

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της πρέντασης

Q_{ki} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

γ_{Gj} , γ_{GAj} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_p , γ_{pA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

γ_{Qi} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_i είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας

ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} είναι συντελεστές συνδυασμού (ή συμμετοχής) των μεταβλητών δράσεων

Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί που εφαρμόζονται κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

1. $1,35G+P+1,50Q$
2. $G+P+E_x+0,3E_y+0,3E_z$
3. $G+P+E_x-0,3E_y+0,3E_z$
4. $G+P-E_x+0,3E_y+0,3E_z$
5. $G+P-E_x-0,3E_y+0,3E_z$
6. $G+P+0,3E_x+E_y+0,3E_z$
7. $G+P-0,3E_x+E_y+0,3E_z$
8. $G+P+0,3E_x-E_y+0,3E_z$
9. $G+P-0,3E_x-E_y+0,3E_z$
10. $G+P+0,3E_x+0,3E_y+E_z$
11. $G+P-0,3E_x-0,3E_y+E_z$
12. $G+P-0,3E_x+0,3E_y+E_z$
13. $G+P+0,3E_x-0,3E_y+E_z$

Υπενθυμίζεται ότι ο συνδυασμός $G+P$ αναφέρεται στην προσωρινή φάση κατασκευής και αποτελεί τις αρχικές συνθήκες σε όλους τους συνδυασμούς.

5.3.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις του μέλους ή τμήματός του. Οι συνδυασμοί που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα είναι οι ακόλουθοι

4. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός
 $\Sigma G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \Sigma \psi_{0i} Q_{ki}$
5. Συχνός συνδυασμός
 $\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$
6. Ημιμόνιμος συνδυασμός
 $\Sigma G_{kj} + P_k + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$

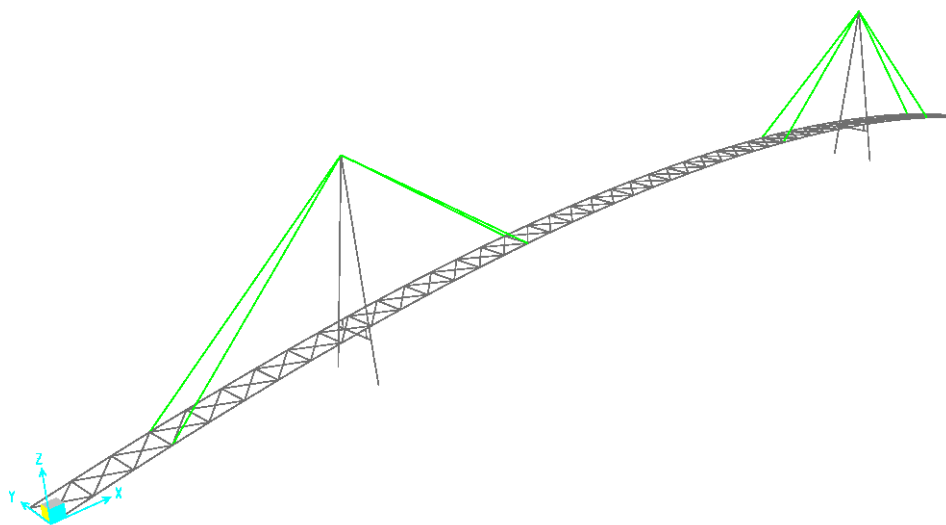
Συγκεκριμένα οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται είναι οι εξής

1. $G+P$
2. $G+P+Q$

Από τους συνδυασμούς που δημιουργήθηκαν σε αυτή την ενότητα και τις αρχικές διαστάσεις που δόθηκαν στα μέλη στην ενότητα 5.1 προέκυψαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρουσιάζονται παρακάτω και που οδήγησαν στην τελική διαστασιολόγηση της πεζογέφυρας.

5.4 Αποτελέσματα ανάλυσης

Ο έλεγχος του συνόλου των μελών γίνεται με μόρφωση χωρικού προσομοιώματος στο πρόγραμμα SAP2000 όπως φαίνεται στην επόμενη εικόνα.



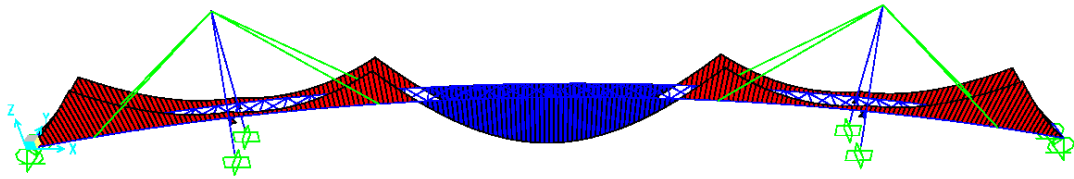
Σχήμα 5.5 Χωρικό προσομοίωμα φορέα

5.4.1 Στατικός συνδυασμός 1,35G+P+1,50Q

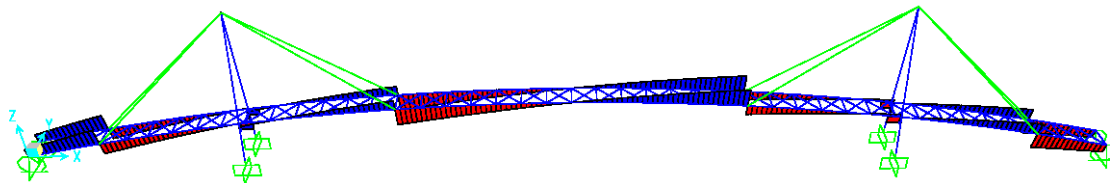
Ο έλεγχος των διατομών πραγματοποιείται αυτόματα από το πρόγραμμα και τα αποτελέσματα εκφράζονται μέσω του συντελεστή r που εκφράζει το ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής. Για ποσοστό μεγαλύτερο του 0,90 θεωρούμε ότι η διατομή που επιλέχθηκε είναι ανεπαρκής.

Από τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα: Εμφανίζεται μέγιστη ροπή M στο μέσο της γέφυρας ίση με 1967,16 kNm. Επίσης, μεγάλες ροπές προκαλούνται στα σημεία που τα καλώδια αγκυρώνονται στη γέφυρα. Στα ίδια σημεία υπάρχει ταυτόχρονη δράση Τέμνουσας, Αξονικής και Ροπής, γεγονός που καθιστά τα σημεία αυτά κρίσιμα από άποψη αντοχής. Γύρω από τους πυλώνες συγκεντρώνεται η αξονική ένταση καθώς τα καλώδια μεταφέρουν θλιπτική αξονική δύναμη σε εκείνη την περιοχή. Η αξονική εφελκυστική δύναμη των καλωδίων είναι ίση με 1095,64 kN για τα καλώδια 3-4 και 969,42 kN για τα καλώδια 1-2.

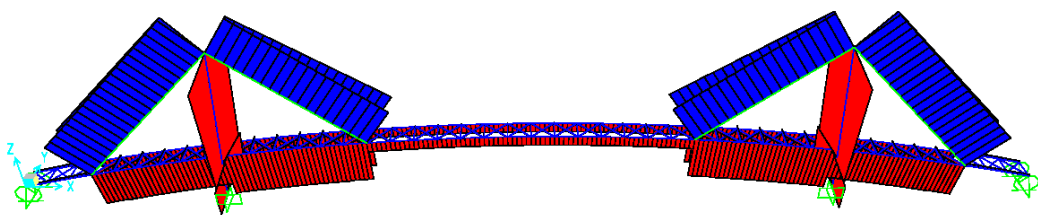
Στη επόμενη σελίδα παρουσιάζονται τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών όπως προέκυψαν για τον εν λόγω συνδυασμό φόρτισης.



Σχήμα 5.6 Διάγραμμα Ροπών του φορέα M

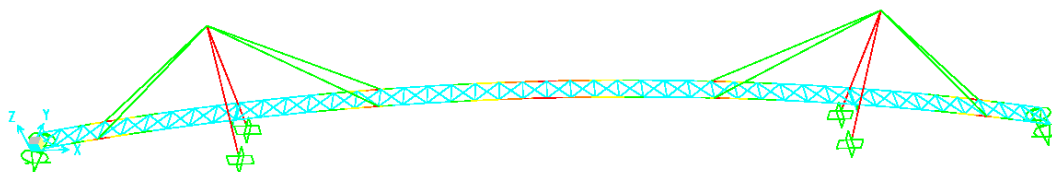


Σχήμα 5.7 Διάγραμμα τεμνουσών του φορέα V



Σχήμα 5.8 Διάγραμμα αξονικών φορέα N

Ακολουθεί έλεγχος των διατομών και η σχηματική απεικόνιση του ποσοστού εκμετάλλευσης τους (Σχήμα 5.9, Πίνακας 5-1).



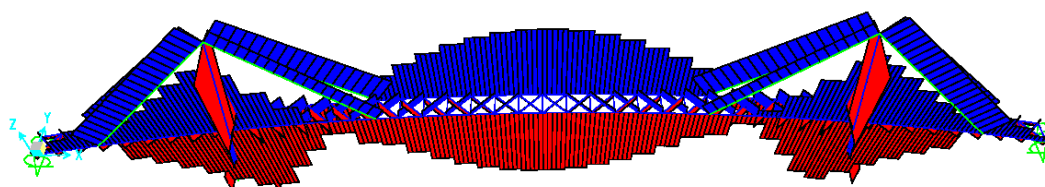
Σχήμα 5.9 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών για στατικό συνδυασμό

Πίνακας 5-1

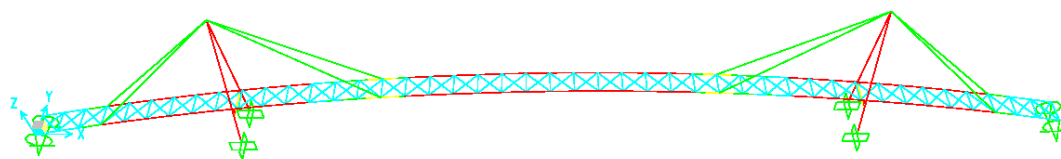
Μέλος	Ποσοστό εκμετάλλευσης
Κύριες δοκοί	1,023
Πυλώνας	1,294
Διαδοκίδες	0,065
Χιαστί σύνδεσμοι	0,115

5.4.2 Οριζόντιες σεισμικές δράσεις

Για καλύτερη εξέταση της συμπεριφοράς της κατασκευής δημιουργήθηκαν 8 συνδυασμοί φόρτισης που περιλαμβάνουν μόνο τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού. Στο Σχήμα 5.10 που ακολουθεί φαίνεται το διάγραμμα των αξονικών για τον πιο κρίσιμο οριζόντιο σεισμικό συνδυασμό 5. Απεικονίζεται η λειτουργία δικτυώματος του καταστρώματος (αξονική ένταση) από τους χιαστί συνδέσμους όπου οι κύριες δοκοί παίζουν το ρόλο των πελμάτων και οι διαδοκίδες το ρόλο ορθοστατών (Σχήμα 5.10). Το γεγονός αυτό καθιστά ως κρίσιμη φόρτιση για την κύρια δοκό τον οριζόντιο σεισμό.



Σχήμα 5.10 Αξονική ένταση του φορέα για συνδυασμό $0,3E_x + E_y$



Σχήμα 5.11 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών για οριζόντιο σεισμό

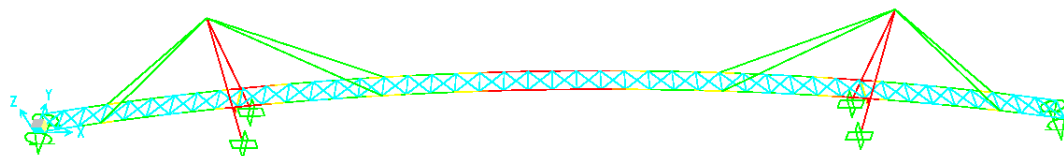
Πίνακας 5-2

Μέλος	Ποσοστό εκμετάλλευσης
Κύριες δοκοί	1,902
Πυλώνες	1,510
Διαδοκίδες	0,306
Χιαστί σύνδεσμοι	0,446

Προκύπτει ότι οι διατομές των κυρίων δοκών και των πυλώνων δεν είναι επαρκείς. Απαιτείται αλλαγή διαστάσεων.

5.4.3 Σεισμικοί συνδυασμοί

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς στους οποίους περιλαμβάνεται και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού προκύπτουν τα ακόλουθα ποσοστά εκμετάλλευσης.



Σχήμα 5.12 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών για οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό

Πίνακας 5-3

Μέλος	Ποσοστό εκμετάλλευσης
Κύριες δοκοί	2,047
Πυλώνες	1,266
Διαδοκίδες	0,30
Χιαστί σύνδεσμοι	0,448

Προκύπτει ότι οι διατομές των κυρίων δοκών και των πυλώνων δεν είναι επαρκείς. Απαιτείται αλλαγή διαστάσεων.

5.4.4 Ανάλυση και έλεγχος καλωδίων

Στον Πίνακα 5-4 παρουσιάζονται οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα καλώδια για τους συνδυασμούς φόρτισης που εξετάζονται.

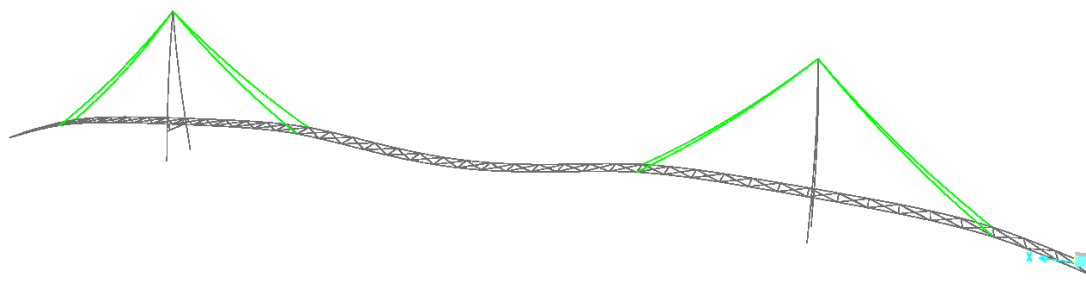
Πίνακας 5-4 Αξονική δύναμη καλωδίων

	Καλώδια 1-2	Καλώδια 3-4
Στατικός συνδυασμός	969,85 kN	1095,62 kN
Σεισμός οριζόντιος	667,85 kN	675,97 kN
Σεισμός οριζόντιος- κατακόρυφος	672,4 kN	681,01 kN

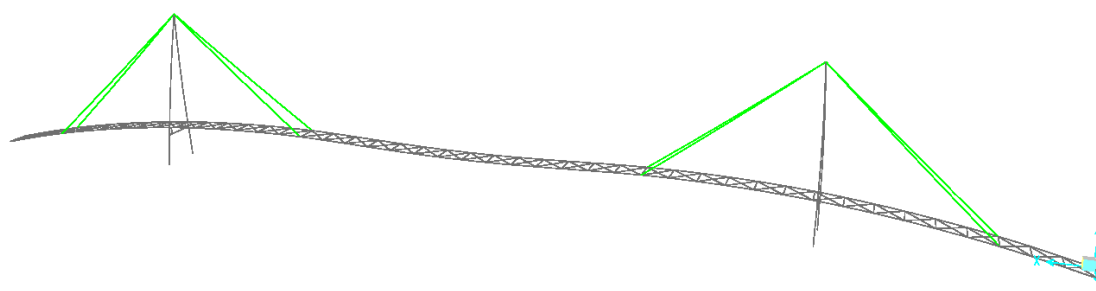
Τα καλώδια που επιλέχθηκαν αρχικά δεν επαρκούν καθώς η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορούν να παραλάβουν είναι 921 kN.

5.4.5 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στα διαγράμματα που ακολουθούν φαίνονται τα βέλη κάμψης του φορέα υπό στατικά φορτία (Σχήμα 5.13, Σχήμα 5.14).



Σχήμα 5.13 Βέλη κάμψης από ίδιο βάρος κατασκευής και προένταση ($\delta_{\max} = 0,0382 \text{ m}$)



Σχήμα 5.14 Βέλη κάμψης από μόνιμα φορτία και κινητά και προένταση ($\delta_{\max} = 0,254 \text{ m}$)

Όλοι οι έλεγχοι σε ΟΚΛ υπό στατικά φορτία ικανοποιούνται.

5.5 Τελική διαστασιολόγηση- Συμπεράσματα

Από τις αναλύσεις της προηγούμενης ενότητας έγινε φανερό ότι οι διαστάσεις των διατομών που δόθηκαν σε διάφορα μέλη της κατασκευής (κύριες δοκοί και πυλώνες, καλώδια) δεν ικανοποιούν τους ελέγχους αστοχίας. Έπειτα από δοκιμές καταλήξαμε στις τελικές διαστάσεις για τις διατομές των μελών της κατασκευής.

Κύριες δοκοί

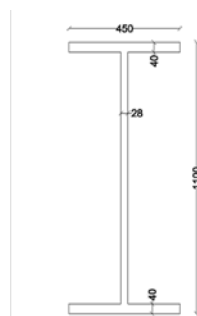
Επιλέγεται συγκολλητή διατομή διπλού ταυ:

$$h = 1100 \text{ mm}$$

$$b_f = 450 \text{ mm}$$

$$t_f = 40 \text{ mm}$$

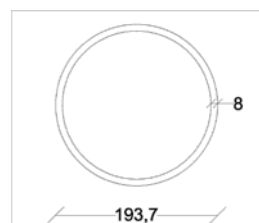
$$t_w = 28 \text{ mm}$$



Σχήμα 5.15 Κύρια δοκός

Διαδοκίδες

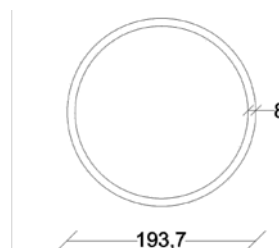
Για τις διαδοκίδες επιλέγεται σωληνωτή διατομή με τις ακόλουθες διαστάσεις. Επισημαίνεται στο σημείο αυτό ότι οι διαδοκίδες είναι διατεταγμένες σε κατώτερη στάθμη από το κατάστρωμα (μη συμμετέχουσες διαδοκίδες). Οι διαδοκίδες αυτές προσφέρουν στρεπτική δέσμευση στις κύριες δοκούς κατά τη φάση κατασκευής.



Σχήμα 5.16 Διαδοκίδες

Χιαστί σύνδεσμοι

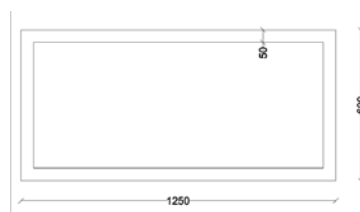
Για τις διαδοκίδες επιλέγεται σωληνωτή διατομή όμοια με την διατομή των διαδοκίδων. Οι χιαστί σύνδεσμοι συνεισφέρουν στη στρεπτική δυσκαμψία των κυρίων δοκών κατά τη φάση κατασκευής και κατά τη φάση λειτουργίας παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία (σεισμός, άνεμος)



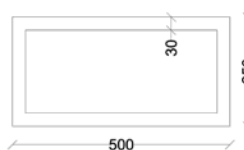
Σχήμα 5.17 Χιαστί σύνδεσμοι

Πυλώνες

Για την τελική διαστασιολόγηση των πυλώνων επιλέχθηκε η κατασκευή μεταβλητής κοίλης διατομής, η οποία απομειώνεται σταδιακά προς την κορυφή του.



Σχήμα 5.18 Βάση του πυλώνα



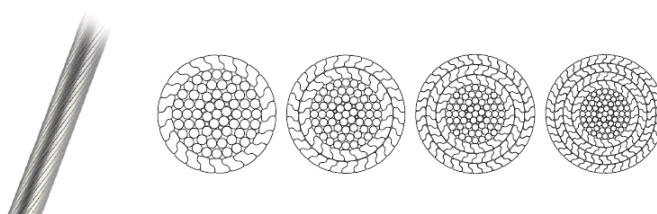
Σχήμα 5.19 Κορυφή πυλώνα

Καλώδια

Από τους πίνακες καλωδίων της εταιρείας Pfeiffer επιλέχθηκε τελικά το PV 195 με τα παρακάτω στοιχεία.

- $Z_{B,K}=1930 \text{ kN}$
- $Z_{R,d}=1170 \text{ kN}$
- $A=1340 \text{ mm}^2$
- $\text{weight}=11,2 \text{ kg/m}$
- $d_s=45 \text{ mm}$
- $E=160 \pm 10 \text{ KN/mm}^2$

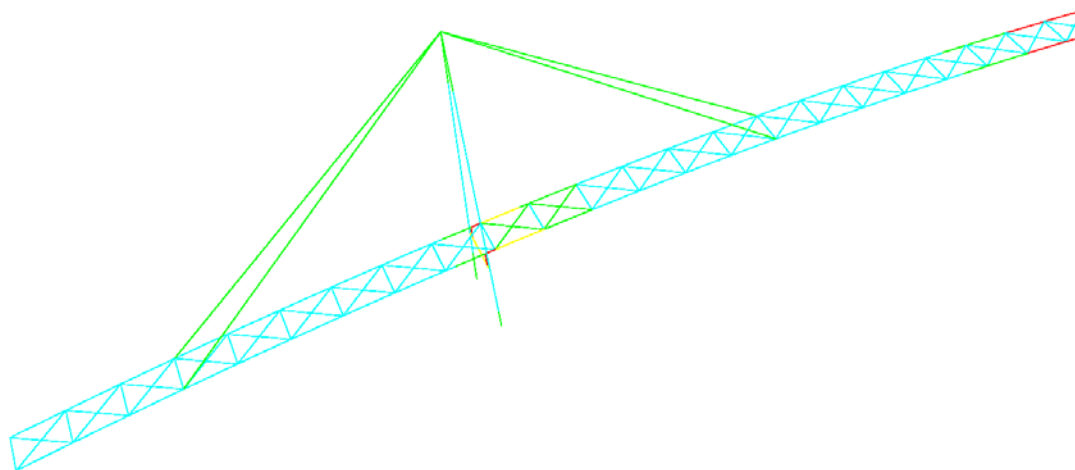
Full locked coil strands



Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται το ποσοστό των δυνάμεων που παραλαμβάνει κάθε καλώδιο σε σχέση με τη δύναμη σχεδιασμού $Z_{R,d} = 1170 \text{ kN}$ που μπορεί να αναλάβει σύμφωνα με τους πίνακες των κατασκευαστών.

Πίνακας 5-5 Ποσοστό εκμετάλλευσης της αντοχής των καλωδίων

	Καλώδια 1-2	Καλώδια 3-4
Στατικός συνδυασμός	74%	72%
Σεισμός οριζόντιος	65%	63%
Σεισμός οριζόντιος-κατακόρυφος	65%	64%



Σχήμα 5.20 Τελικά ποσοστά εκμετάλλευσης μισού φορέα (για οριζόντιο σεισμό)

Συμπερασματικά, για τη συγκεκριμένη κατασκευή, αποδεικνύεται ως κρίσιμότερος συνδυασμός φόρτισης ο σεισμικός και ειδικότερα η οριζόντια συνιστώσα του σεισμού κατά τη διεύθυνση γ (εγκάρσια διεύθυνση). Αντίθετα, ο στατικός συνδυασμός προκαλεί σχετικά χαμηλά επίπεδα έντασης στο σύνολο της γέφυρας και ειδικότερα στα δύο ακραία ανοίγματα, καθώς η συγκεκριμένη πεζογέφυρα είναι μια ελαφριά κατασκευή, η οποία αναλαμβάνει μικρό κινητό φορτίο. Η κρίσιμη περιοχή γύρω από τον πυλώνα καταπονείται

από μεγάλη αξονική δύναμη, για οριζόντιο σεισμό, και το μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης της είναι 79%.

Τελικά, προτείνεται, ως πιο αποτελεσματικό, ένα διαφορετικό στατικό σύστημα όπου οι δύο πυλώνες θα έχουν μετακινηθεί προς τα άκρα και τα εξωτερικά καλώδια θα λειτουργούν ως καλώδια αντιστήριξης και θα αγκυρώνονται στο έδαφος.

Παρατήρηση

Στο μέσο το ποσοστό εκμετάλλευσης φαίνεται μεγαλύτερο του 1. Το πρόβλημα εξετάστηκε και αποδείχθηκε ότι οφείλεται σε λάθος του προγράμματος. Ο κρίσιμος έλεγχος, κατά το πρόγραμμα, είναι αυτός της συνδυασμένης ύπαρξης Τέμνουσας- Ροπής το οποίο δεν δικαιολογείται καθώς στο μέσο της γέφυρας η τέμνουσα είναι σχεδόν μηδενική.

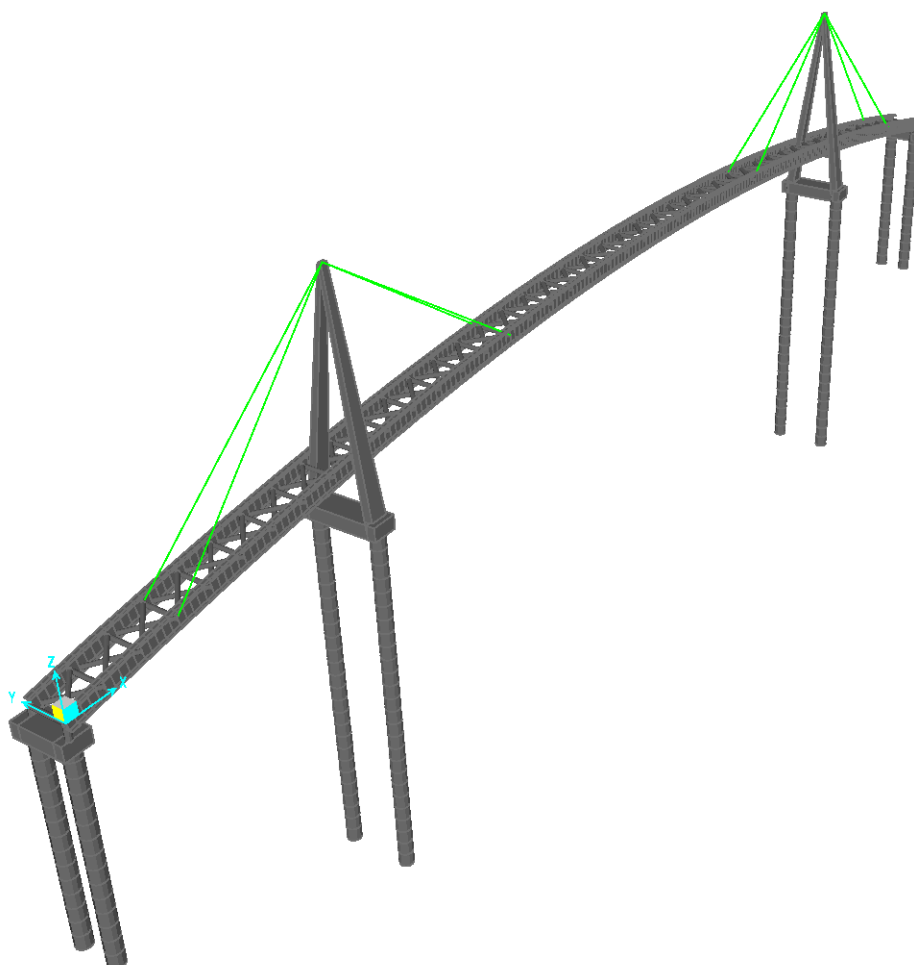
6 Θεμελίωση

6.1 Μόρφωση των θεμελίων

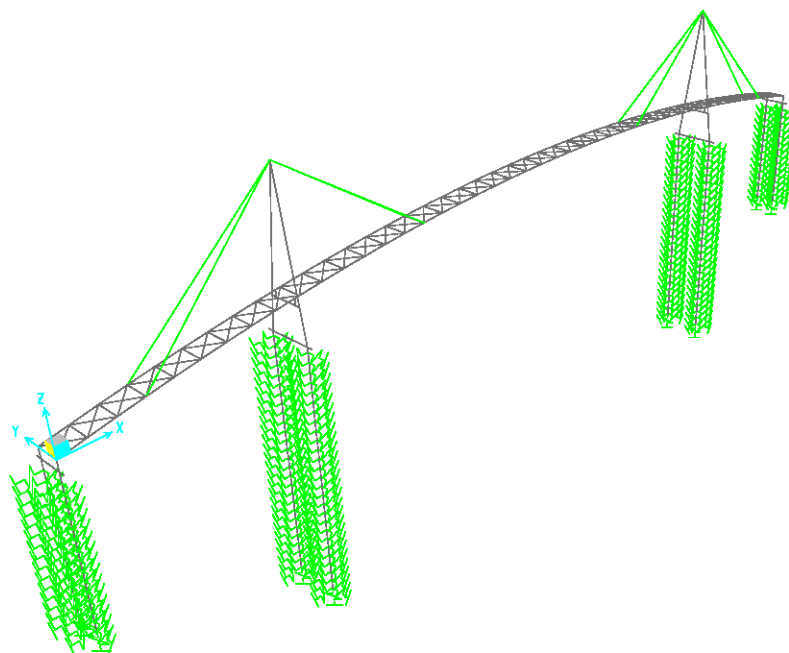
Οι δύο πυλώνες της γέφυρας (μεσόβαθρα) θεμελιώνονται πάνω σε πασσάλους. Οι κεφαλόδεσμοι, που κατασκευάζονται έχουν διαστάσεις 1,8 m - 6,3 m - 1 m κατά τις διευθύνσεις x, y, z αντίστοιχα. Η διάμετρος και το μήκος των πασσάλων παρουσιάζεται παρακάτω. Για τα ακρόβαθρα προτείνεται η θεμελίωση επί επιφανειακού πέδου όπως παρουσιάζεται στην ενότητα 6.2.5

6.2 Διαστασιολόγηση πασσάλων

Για την διαστασιολόγηση των πασσάλων μορφώθηκε αρχικά το συνολικό προσομοίωμα της κατασκευής, ανωδομή - θεμελίωση όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.2.1 και στο Σχήμα 6.2.2. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν δοκιμές για τον προσδιορισμό του τελικού μήκους L των πασσάλων τόσο στα μεσόβαθρα όσο και στα ακρόβαθρα. Εφαρμόζοντας κατάλληλους συνδυασμούς φόρτισης προέκυψαν οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις των πασσάλων οι οποίες συγκρίθηκαν με τη φέρουσα ικανότητα των πασσάλων λαμβάνοντας συντελεστή ασφαλείας ίσο με 2.



Σχήμα 6.1 Προσομοίωση ανωδομής - θεμελίωσης



Σχήμα 6.2 Προσομοίωση εδάφους με ελατήρια

6.2.1 Συνδυασμοί φόρτισης

Οι συνδυασμοί φόρτισης που χρησιμοποιήθηκαν για να προκύψει το απαιτούμενο μήκος των πασσάλων είναι όλοι οι σεισμικοί συνδυασμοί καθώς και ο συνδυασμός που περιλαμβάνει τις χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων φορτίων και των κινητών φορτίων που δρουν στην κατασκευή.

14. $1,35G+P+1,50Q$
15. $G+P+E_x+0,3E_y+0,3E_z$
16. $G+P+E_x-0,3E_y+0,3E_z$
17. $G+P-E_x+0,3E_y+0,3E_z$
18. $G+P-E_x-0,3E_y+0,3E_z$
19. $G+P+0,3E_x+E_y+0,3E_z$
20. $G+P-0,3E_x+E_y+0,3E_z$
21. $G+P+0,3E_x-E_y+0,3E_z$
22. $G+P-0,3E_x-E_y+0,3E_z$
23. $G+P+0,3E_x+0,3E_y+E_z$
24. $G+P-0,3E_x-0,3E_y+E_z$
25. $G+P-0,3E_x+0,3E_y+E_z$
26. $G+P+0,3E_x-0,3E_y+E_z$

6.2.2 Στοιχεία εδάφους

6.2.2.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά

Τα δεδομένα για τις μηχανικές ιδιότητες του υπεδάφους που θεωρήθηκε για την δημιουργία του προσομοιώματος και την διαστασιολόγηση των πασσάλων, προέρχονται από τη μελέτη: Μπουκοβάλας Γ., Χαλούλος Ι. (Νοέμβριος 2012). "Πρωτότυπος σχεδιασμός βαθρών γεφυρών σε ρευστοποιήσιμο μέγεθος με χρήση φυσικής σεισμικής μόνωσης".

Σε αυτή τη μελέτη φυσικό έδαφος (πραγματικά δεδομένα από την περιοχή του Στρυμόνα) με μεγάλο κίνδυνο ρευστοποίησης, βελτιώθηκε με σκοπό την αναβάθμιση των συνθηκών θεμελίωσης, με την κατασκευή χαλικοπασσάλων με χρήση της μεθόδου βαθιάς δονητικής συμπύκνωσης ώστε να συμπυκνωθούν οι χαλαροί σχηματισμοί μεταξύ των χαλικοπασσάλων. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 6-1 Μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους

Βάθος (m)	Σχετική πυκνότητα D_r	Γωνία τριβής ϕ°	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u (KPa)	Μέτρο συμπίεσης E_s (MPa)
0 - 24	85	30	-	20
24 - 28	95	40	-	25
28 - 31	-	-	120	30
31 - 34	95	40	-	30
34 - 43	-	-	250	55
43 - 50	95	42	-	38

6.2.2.2 Εδαφικά ελατήρια

Για την προσομοίωση του εδάφους γύρω από τους πασσάλους χρησιμοποιούνται οριζόντια και κατακόρυφα εδαφικά ελατήρια. Τα πρώτα τοποθετούνται και στις δύο διευθύνσεις, στον κατακόρυφο άξονα των πασσάλων ανά ένα μέτρο, ενώ το κατακόρυφο ελατήριο τοποθετείται στην αιχμή του πασσάλου.

Για την σταθερά του οριζόντιου ελατηρίου k_h (MPa/m) και για το βελτιωμένο έδαφος τα δεδομένα συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 6-2 Σταθερά ελατηρίου K_h (MPa/m)

Βάθος (m)	Στατική φόρτιση		Δυναμική φόρτιση	
	$D \leq 1,0$	$D > 1,0$	$D \leq 1,0$	$D > 1,0$
0 - 24	20/D	20	20/D	20
24 - 28	25/D	25	25/D	25
28 - 31	30/D	30	30/D	30
31 - 34	30/D	30	30/D	30
34 - 43	55/D	55	55/D	55
43 - 50	38/D	38	38/D	38

Για την σταθερά του κατακόρυφου ελατηρίου K_v (MN/m) τα δεδομένα συνοψίζονται στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 6-3 Σταθερά ελατηρίου K_v (MN/m)

L (m)	D = 80cm	100	120
15	108	122	130
20	124	130	153
25	147	161	169
30	168	183	200
35	200	215	243

6.2.3 Δοκιμή 1

Αρχικά, έγιναν δοκιμές για τη διαστασιολόγηση των μεσόβαθρων μόνο ενώ στα άκρα θεωρήθηκαν στηρίξεις, και συγκεκριμένα κύλιση κατά τη διαμήκη έννοια και άρθρωση κατά την εγκάρσια.

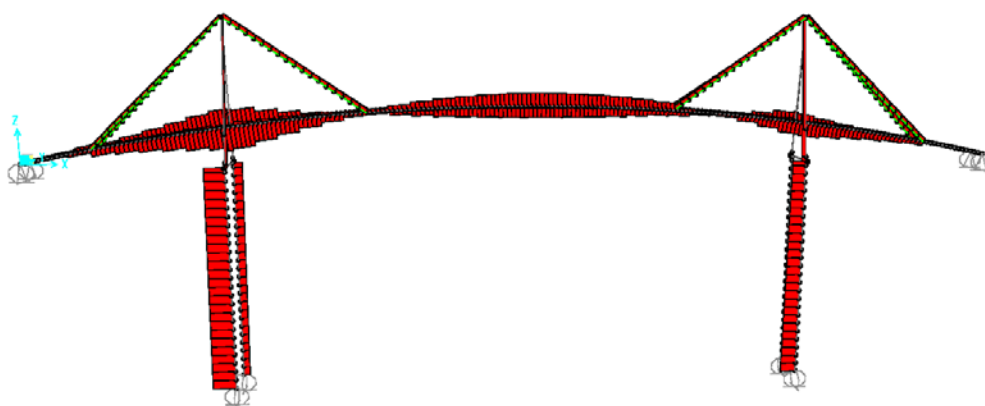
6.2.3.1 Προσδιορισμός της μέγιστης αξονικής δύναμης στους πασσάλους

Η μέγιστη αξονική δύναμη προσδιορίστηκε μέσω του προγράμματος SAP2000 αφού πραγματοποιήθηκε ανάλυση του μοντέλου για τους συνδυασμούς φόρτισης της ενότητας 6.2.1.

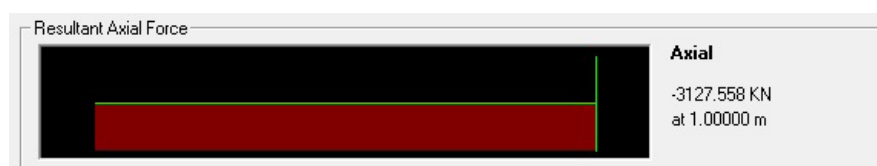
Τα δεδομένα της 1^{ης} δοκιμής ήταν τα εξής:

- Διάμετρος πασσάλου 1 m
- Μήκος πασσάλου 15 m
- $K_h=20000$ kPa
- $K_v=123600$ kN

Η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη στον πάσσαλο προκλήθηκε από τον σεισμικό συνδυασμό $G+P+0,3E_x-E_y+0,3E_z$ και είναι ίση με $N = -3127,56$ kN όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.4. Το διάγραμμα αξονικών φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 6.3.



Σχήμα 6.3 Διάγραμμα αξονικών για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης



Σχήμα 6.4 Αξονική δύναμη πασσάλου μεσόβαθρου

6.2.3.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλου

Αντίσταση αιχμής

Για μήκος πασσάλου $L = 15$ m η αιχμή του πασσάλου βρίσκεται στην πρώτη εδαφική στρώση με γωνία τριβής $\phi = 30^\circ$. Από αυτό προκύπτει κρίσιμο βάθος $D_{cr} = 6 \times \text{diameter} = 6$ m πέρα από το οποίο η αντίσταση αιχμής σταθεροποιείται. Ακόμη, για τον υπολογισμό της αντίστασης αιχμής λαμβάνεται υπόψη:

- Συντελεστής ϕ_i κατά Meyerhof για $\phi = 30^\circ$, $N_q = 39$.

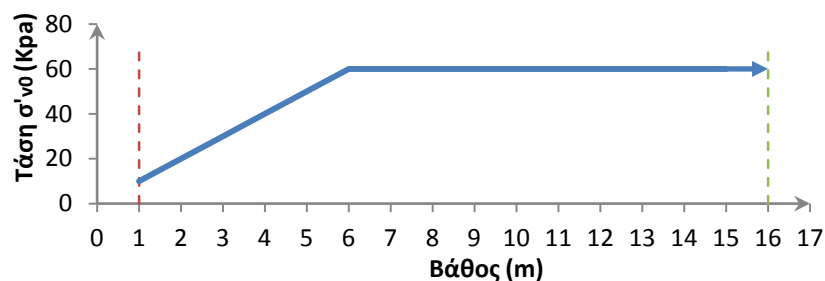
- Ειδικό βάρος άμμου $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

$$\text{Άρα, } q_{ub} = \gamma' \times D_{CR} \times N_q = 2340 \text{ kPa}$$

$$\text{Άρα, } F_{Ub} = 2340 \times \frac{\pi D^2}{4} = 1837,83 \text{ kN}$$

Αντίσταση πλευρικής τριβής

Λαμβάνοντας υπόψη ότι η κορυφή του πασσάλου βρίσκεται 1m κάτω από το έδαφος υπολογίζεται η $\sigma_{v0}' = \gamma' \times 1 = 10 \text{ kPa}$. Η αντίσταση πλευρικής τριβής σταθεροποιείται κάτω από τα 6m και στο σημείο αυτό υπολογίζεται η $\sigma_{v0}' = \gamma' \times 6 = 60 \text{ kPa}$. Από τα 6m έως τα 16m (στάθμη στην οποία βρίσκεται η αιχμή του πασσάλου) η τάση είναι σταθερή και ίση με 60 kPa. Επομένως, για τον τελικό προσδιορισμό της πλευρικής τριβής υπολογίζεται το εμβαδό του παρακάτω διαγράμματος.



$$\Sigma \sigma'_{v0} = 775 \text{ kPa}$$

Ακόμη, λαμβάνεται υπόψη

- Για $\phi = 30^\circ \rightarrow k = 0,65$, $\delta = 20^\circ$
- Μειωτικός συντελεστής για ομάδα πασσάλων
 $f = 1 - \tan^{-1} \phi / s = 0,89$, όπου $\phi=1$, $s=4,51\text{m}$ η αξονική απόσταση των πασσάλων.

Άρα, $f_s = k \times \Sigma \sigma'_{v0} \times \tan \delta = 183,35 \text{ kPa}$ η οποία μειώνεται για ομάδα πασσάλων.

$$\text{Άρα, } F_s = 183,35 \times \pi \times D \times 0,89 = 512,65 \text{ kN}$$

Τελικά, η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου είναι ίση με $F = F_{ub} + F_s = 2350,48 \text{ kN}$. Γίνεται φανερό ότι δεν επαρκούν οι διαστάσεις καθώς η αξονική του πασσάλου είναι ίση με 3127,56 kN.

6.2.4 Δοκιμή 2

Στην δοκιμή που ακολουθεί τοποθετήθηκαν πάσσαλοι και στα ακρόβαθρα. Η διάμετρος παρέμεινε ίση με 1m. Το μήκος του πασσάλου στο μεσόβαθρο τέθηκε ίσο με $L = 26 \text{ m}$ ενώ στα άκρα τέθηκε ίσο με $L = 15 \text{ m}$.

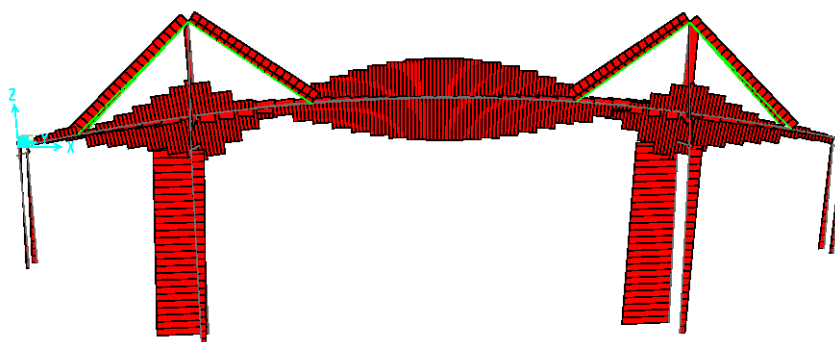
6.2.4.1 Προσδιορισμός της μέγιστης αξονικής δύναμης στους πασσάλους.

➤ Για το μεσόβαθρο

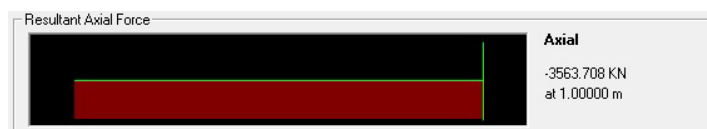
Δεδομένα 2^{ης} δοκιμής

- Διάμετρος πασσάλου 1 m
- Μήκος πασσάλου 26 m
- $K_h=20000$ kPa για βάθος $h \leq 24$ m και για $h > 24$ m $K_h=25000$ kPa
- $K_v=165400$ kN/m

Η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη στον πάσσαλο προκλήθηκε από τον σεισμικό συνδυασμό $G+P+0,3E_x-E_y+0,3E_z$ και είναι ίση με $N = -3563,171$ kN όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.6 . Το διάγραμμα αξονικών φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 6.5.



Σχήμα 6.5 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τον κρίσιμο συνδυασμό



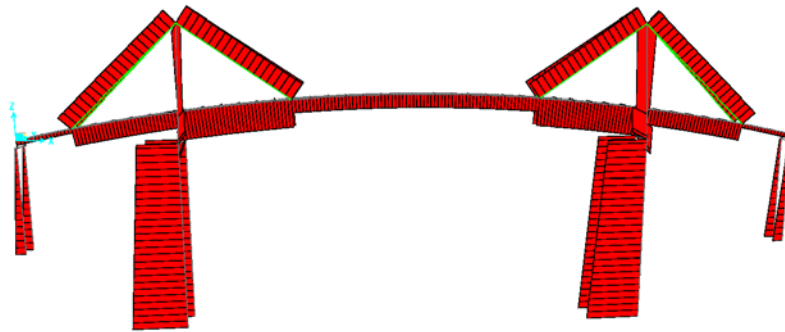
Σχήμα 6.6 Μέγιστη αξονική μεσόβαθρου

➤ Για τα ακρόβαθρα

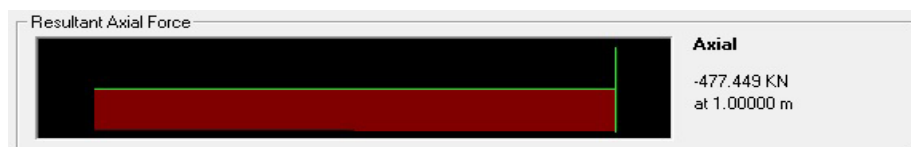
Δεδομένα 2^{ης} δοκιμής

- Διάμετρος πασσάλου 1 m
- Μήκος πασσάλου 15 m
- $K_h=20000$ kPa
- $K_v=123600$ kN/m

Η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη στον πάσσαλο προκλήθηκε από τον σεισμικό συνδυασμό $1,35G+1,50Q+P$ και είναι ίση με $N=-477,45$ kN σύμφωνα με το Σχήμα 6.8 . Το διάγραμμα αξονικών φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.7 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τον κρίσιμο συνδυασμό



Σχήμα 6.8 Μέγιστη αξονική ακροβάθρου

6.2.4.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλου

➤ Για το μεσόβαθρο

Αντίσταση αιχμής

Για μήκος πασσάλου $L = 26\text{m}$ η αιχμή του πασσάλου βρίσκεται στην δεύτερη εδαφική στρώση με γωνία τριβής $\varphi = 40^\circ$. Από αυτό προκύπτει κρίσιμο βάθος $D_{cr} = 14 \times \text{diameter} = 14\text{ m}$ πέρα από το οποίο η αντίσταση αιχμής σταθεροποιείται. Ακόμη, για τον υπολογισμό της αντίστασης αιχμής λαμβάνεται υπόψη:

- Συντελεστής ϕ κατά Meyerhof για $\varphi = 40^\circ$, $N_q = 270$.
- Ειδικό βάρος άμμου $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$.

$$\text{Άρα, } q_{ub} = \gamma' \times D_{CR1} \times N_{q1} + \gamma' \times (27 - 24) \times N_{q2} = 10752\text{ kPa}$$

$$\text{Άρα, } F_{Ub} = 10752 \times \frac{\pi D^2}{4} = 8444,6\text{ kN}$$

Αντίσταση πλευρικής τριβής

Λαμβάνοντας υπόψη ότι η κορυφή του πασσάλου βρίσκεται 1m κάτω από το έδαφος υπολογίζεται η $\sigma_{v0}' = \gamma' \times 1 = 10\text{ kPa}$. Η αντίσταση πλευρικής τριβής σταθεροποιείται στην πρώτη εδαφική στρώση κάτω από τα 6m και στο σημείο αυτό υπολογίζεται η $\sigma_{v0}' = \gamma' \times 6 = 60\text{ kPa}$. Από τα 6m έως τα 24 m η τάση είναι σταθερή και ίση με 60 kPa. Επιπλέον, ο πάσσαλος εισέρχεται στη δεύτερη στρώση για 3 m και η αιχμή του καταλήγει στα 27 m.

Ακόμη, λαμβάνεται υπόψη

- Για $\phi = 30^\circ \rightarrow k = 0,65$, $\delta = 20^\circ$
- Για $\phi = 40^\circ \rightarrow k = 1,0$, $\delta = 35^\circ$
- Μειωτικός συντελεστής για ομάδα πασσάλων

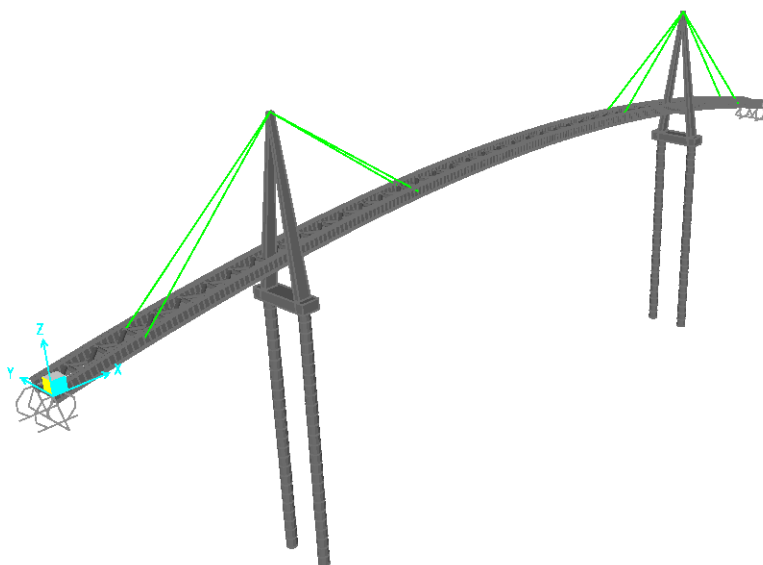
$$f = 1 - \tan^{-1} \varphi / s = 0,89, \text{ όπου } \phi=1, s=4,51\text{m η αξονική απόσταση των πασσάλων.}$$

$$\text{Άρα, } F_s = (f_{s1} + f_{s2}) \times \pi \times D \times 0,89 = 1277,78 \text{ kN}$$

Τελικά, η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου είναι ίση με $F = F_{ub} + F_s = 9722,38 \text{ kN}$. Ο έλεγχος ικανοποιείται $9722,38 / 3563,71 = 2,71 > 2$.

➤ Για τα ακρόβαθρα

Ο υπολογισμός για πασσάλους 15 m πραγματοποιήθηκε στην ενότητα 6.2.3.2 και προέκυψε φέρουσα ικανότητα $F = F_{ub} + F_s = 2350,48 \text{ kN}$. Ο έλεγχος ικανοποιείται $2350,48 / 477,45 = 4,9 > 2$. Παρόλα αυτά μια επιφανειακή θεμελίωση θα ήταν για τη θέση αυτή μία πιο εύλογη λύση καθώς οι πάσσαλοι παραλαμβάνουν πολύ μικρότερο φορτίο σε σχέση με αυτό για το οποίο σχεδιάζονται.



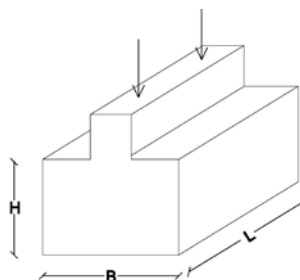
Σχήμα 6.9 Τελικό μοντέλο. Πάσσαλοι μόνο στο μεσόβαθρο.
Στο ακρόβαθρο επιβλήθηκε κύλιση κατά τη
διαμήκη έννοια και άρθρωση κατά την εγκάρσια

6.2.5 Επιφανειακή θεμελίωση ακροβάθρου

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προέκυψαν οι αντιδράσεις στήριξης στο ακρόβαθρο: $V = 186,38 \text{ kN}$ (σε κάθε κύρια δοκό)

Επιλέγονται διαστάσεις θεμελίου:

$B = 2 \text{ m}$
 $H = 1,4 \text{ m}$
 $L = 4 \text{ m}$
 $K_{εδ} = 36 \text{ MN/m}^3$
 $E_b = 30500 \text{ MPa}$
 $D_f = 2 \text{ m}$



Σχήμα 6.10 Πεδιλοδοκός ακροβάθρου

Κριτήριο ακαμψίας κατά Hetenyi:

$$\lambda = \left(\frac{KB}{4E_b I} \right)^{\frac{1}{4}} L = 0,76 < \frac{\pi}{4} \rightarrow \text{Άκαμπτη πεδιλοδοκός}$$

Υπολογισμός ορθής τάσης:

$$\sigma = \frac{2P+25BLt}{BL} = 96,60 \text{ kN/m}^2$$

Υπολογισμός τάσης θραύσεως εδάφους κατά DIN 4017:

$$\sigma_{of} = cN_c v_c + \gamma_1 d N_d v_d + \gamma_2 b N_b v_b = 620 \text{ kN/m}^2$$

Πίνακας 6-4 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας, και μορφής

N_b	10	v_b	0,85
N_d	18	v_d	1,25

Το έδαφος είναι ιλυώδης άμμος, συνεπώς $c = 0$.

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3$$

Υπολογισμός καθίζησης κατά DIN 4019 (KANY):

$$z/B \sim 20$$

$$L/B = 2$$

$$q = 56,6 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{(s,0)} = 1,15$$

$$\rho = \frac{qB}{E_s} \times f_{(s,0)} = 6,5 \text{ mm (Πολύ μικρή καθίζηση)}$$

6.2.6 Όπλιση βάθρων

Από τη διαστασιολόγηση προκύπτει ότι απαιτείται η παρακάτω κύρια όπλιση:

Για τους κεφαλόδεσμούς των μεσόβαθρων:

$$A_s = 19\Phi 18 (= 48,26 \text{ cm}^2) \text{ άνω διαμήκης οπλισμός}$$

$$A_s = 19\Phi 18 (= 48,26 \text{ cm}^2) \text{ κάτω διαμήκης οπλισμός}$$

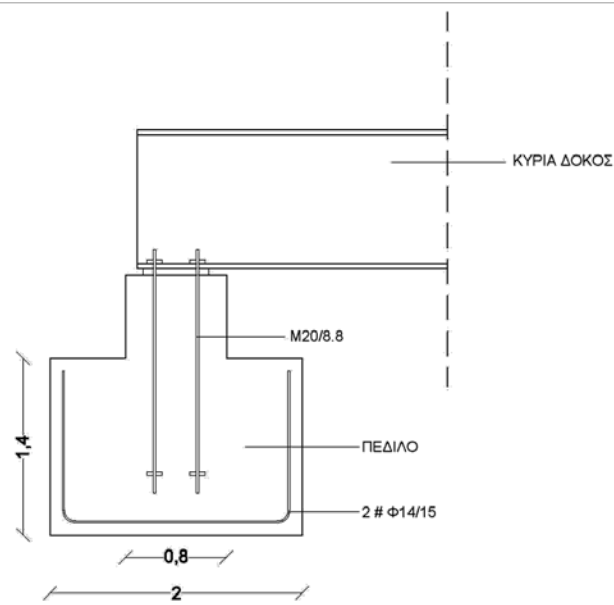
$$A_{sw}/s = 14,37 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2\Phi 8/14 \text{ οπλισμός διάτμησης}$$

Για τους πασσάλους των μεσόβαθρων:

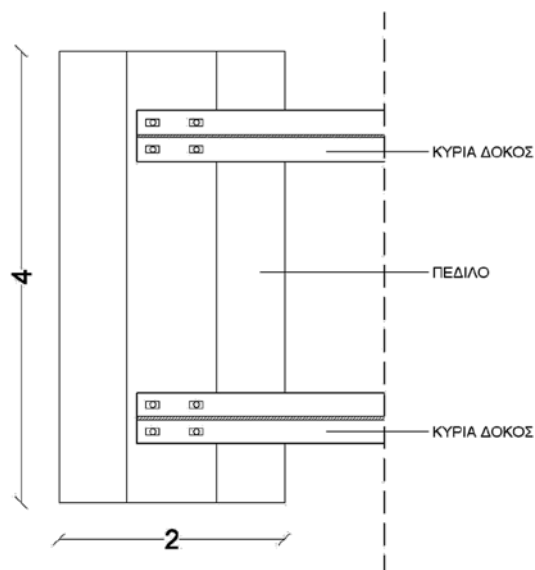
$$A_s = 31\Phi 24 (= 140,1 \text{ cm}^2) \text{ διαμήκης οπλισμός περιμετρικά}$$

$$A_s = \Phi 8/40 \text{ συνδετήρες εκτός κρίσιμης περιοχής}$$

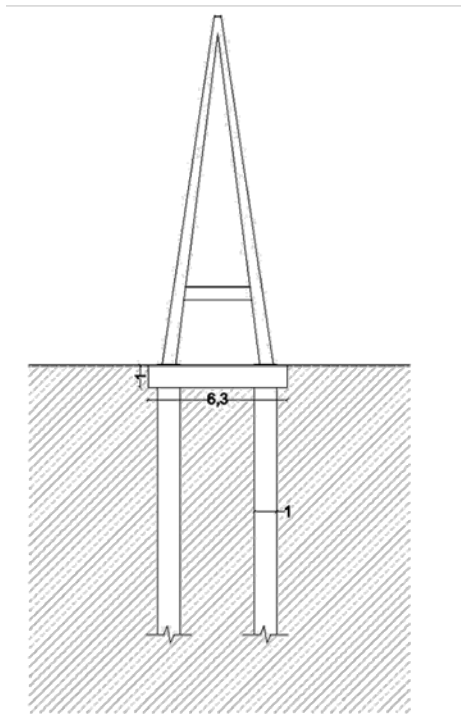
$$A_s = \Phi 8/24 \text{ συνδετήρες εντός κρίσιμης περιοχής}$$



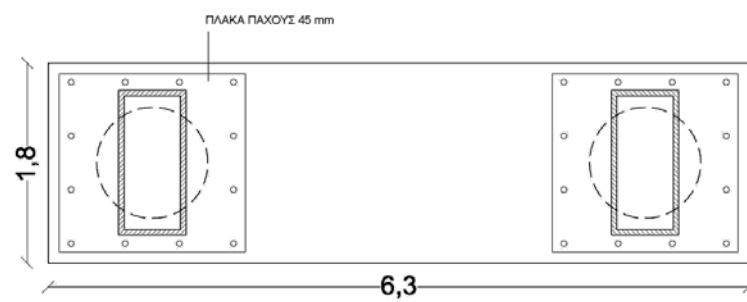
Σχήμα 6.11 Λεπτομέρεια διαμόρφωσης ακροβάθρου



Σχήμα 6.12 Κάτοψη ακροβάθρου



Σχήμα 6.13 Όψη πυλώνα - πασσάλου στο μεσόβαθρο



Σχήμα 6.14 Τομή στην επαφή πυλώνα - κεφαλόδεσμου

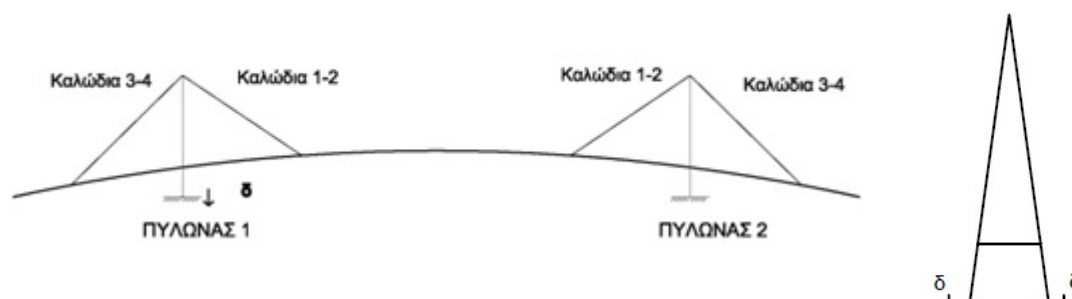
7 Υποχωρήσεις στηρίξεων

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται προσπάθεια διερεύνησης της συμπεριφοράς της γέφυρας στην περίπτωση εμφάνισης διαφορικών καθιζήσεων στη θεμελίωση. Για λόγους απλοποίησης η εκάστοτε υποχώρηση εφαρμόζεται στην κορυφή των πασσάλων και όχι στην αιχμή τους. Αρχικά, μελετάται η συμπεριφορά της γέφυρας για ένα εύρος τιμών υποχώρησης με σκοπό την εύρεση της τιμής της υποχώρησης που θα προκαλούσε αστοχία της κατασκευής. Σε επόμενο βήμα ερευνάται η μέγιστη τιμή του κινητού φορτίου που μπορεί να αναλάβει η γέφυρα με ασφάλεια για διάφορες τιμές της καθίζησης με στόχο να κριθεί τελικά αν η γέφυρα μπορεί να δοθεί σε κυκλοφορία και να λειτουργήσει κανονικά.

7.1 Υποχώρηση στήριξης στον ένα πυλώνα, ίση και στα δύο σκέλη

7.1.1 Επιρροή του μεγέθους της βύθισης στην κατασκευή

Υποχωρήσεις στήριξης επιβάλλονται και στα δύο μέλη του αριστερού πυλώνα συμμετρικά όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.1. Επιβάλλεται κατακόρυφη βύθιση μεγέθους από 1cm έως 50cm και αξιολογείται η συμπεριφορά της πεζογέφυρας. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε αυτό το στάδιο για μόνιμα φορτία μόνο και τα αποτελέσματα που προέκυψαν έδειξαν ότι κρισιμότερο μέλος της κατασκευής αποτελούν τα καλώδια ανάρτησης. Η τιμή της αξονικής δύναμης που αναπτύσσεται στα καλώδια, συνάρτηση της υποχώρησης που επιβάλλεται συνοψίζεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 7-1).



Σχήμα 7.1 Υποχώρηση στήριξης στον ένα πυλώνα, ίση και στα δύο σκέλη

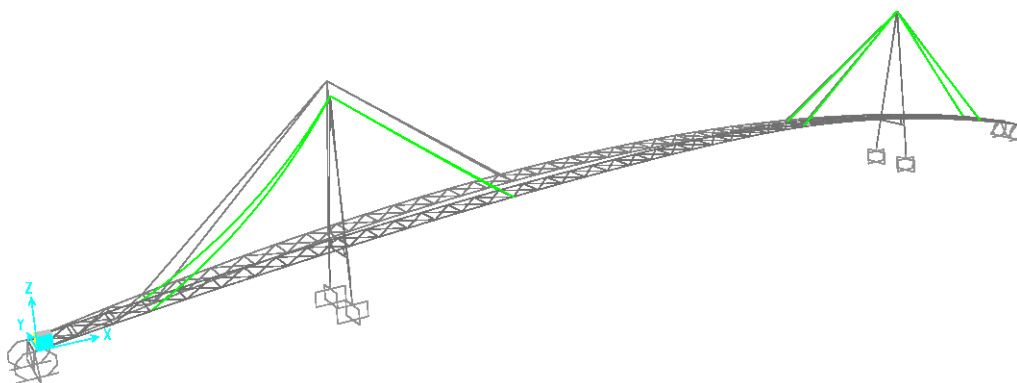
Πίνακας 7-1 Αξονική καλωδίων συνάρτησι της βύθισης

Βύθιση (cm)	Πυλώνας 1		Πυλώνας 2	
	N ₃₋₄ (kN)	N ₁₋₂ (kN)	N ₁₋₂ (kN)	N ₃₋₄ (kN)
1	576,73	541,16	557,63	602,56
5	488,32	501,402	583,50	617,40
10	356,16	442,29	622,58	639,85
15	286,36	403,21	648,82	654,96
20	159,36	354,91	681,82	673,99
25	56,124	309,53	714,80	693,06
30	17,44	294,13	744,82	710,71
35	11,77	294,13	773,42	727,67
40	9,56	295,86	802,06	744,70

Σχεδιασμός και παραμετρική διερεύνηση καλωδιωτής πεζογέφυρας

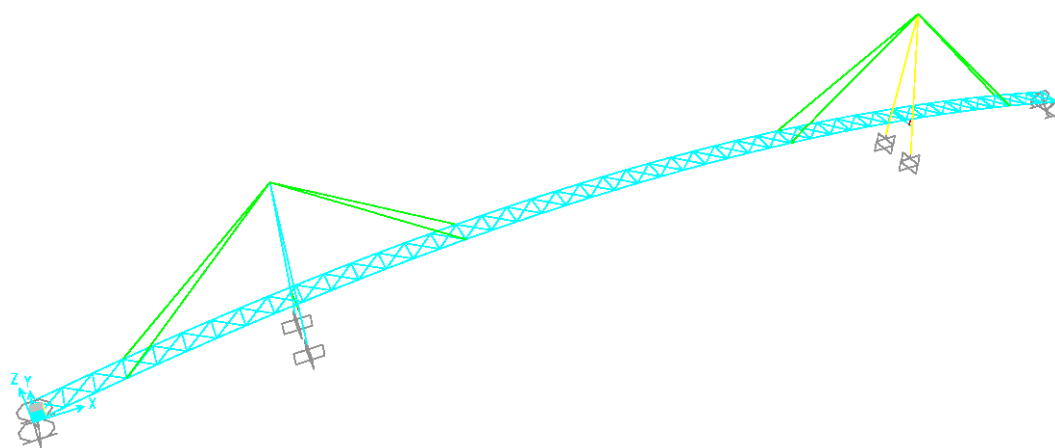
45	8,32	298,18	830,87	761,85
50	7,56	30,83	859,89	779,15

Υπενθυμίζεται ότι η αρχική δύναμη με την οποία έχουμε προεντείνει τα καλώδια είναι 525 kN για τα καλώδια 1-2 και 611 kN για τα καλώδια 3-4. Επομένως, από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτει ότι τα καλώδια του πυλώνα στον οποίο εφαρμόζεται η υποχώρηση χαλαρώνουν σε αντίθεση με τα καλώδια του αριστερού πυλώνα τα οποία εντείνονται περισσότερο. Πιο συγκεκριμένα, τα καλώδια που βρίσκονται προς το εξωτερικό της γέφυρας τείνουν να χαλαρώσουν με γρηγορότερο ρυθμό και παρατηρείται ότι για υποχώρηση της τάξεως των 25 cm η δυσκαμψία των καλωδίων μειώνεται απότομα και πρακτικά μηδενίζεται για υποχώρηση περίπου 30 cm (Σχήμα 7.2).



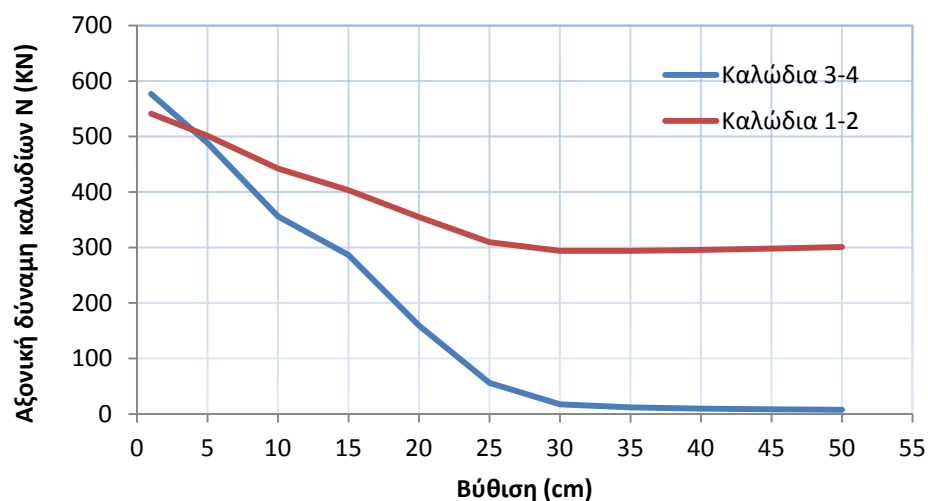
Σχήμα 7.2 Παραμορφωμένη κατάσταση για υποχώρηση 30 cm

Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 7.3) παρουσιάζονται σχηματικά τα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών των μελών υπό την επιβολή υποχώρησης 30 cm στον αριστερό πυλώνα. Οι διατομές είναι επαρκείς με αυξημένο ποσοστό εκμετάλλευσης να εμφανίζεται στον πυλώνα 2 όπως ήταν αναμενόμενο.

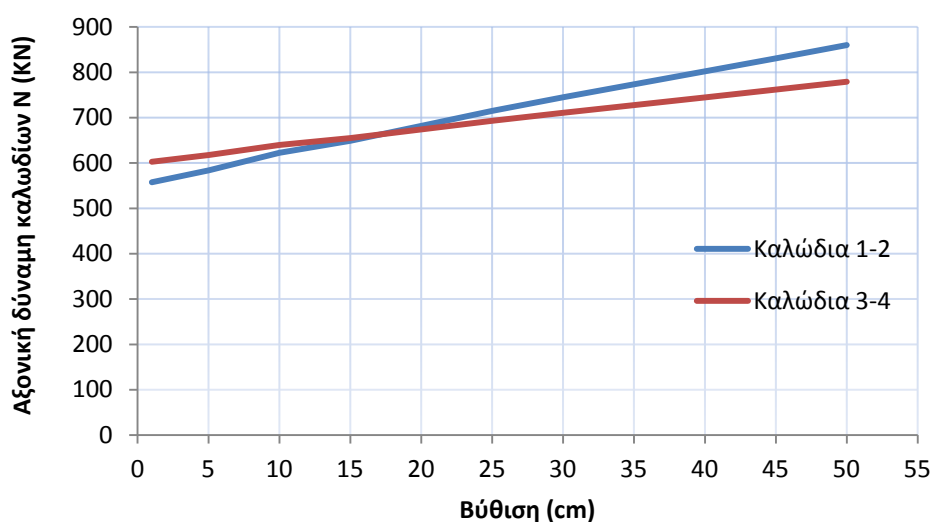


Σχήμα 7.3 Ποσοστά εκμετάλλευσης για υποχώρηση 30 cm

Στα επόμενα σχήματα (Σχήμα 7.4, Σχήμα 7.5) παρουσιάζεται διαγραμματικά η επιρροή της βύθισης στην αξονική των καλωδίων.



Σχήμα 7.4 Αξονική καλωδίων στον πυλώνα που δέχεται την υποχώρηση (πυλώνας 1)



Σχήμα 7.5 Αξονική καλωδίων στον πυλώνα 2

7.1.2 Προσδιορισμός μέγιστου φορτίου κυκλοφορίας

Σε αυτή την ενότητα για τις καθεμία από τις παραπάνω τιμές βύθισης πραγματοποιείται διερεύνηση της επιρροής του μεγέθους της εμφανιζόμενης καθίζησης στο μέγεθος του κινητού φορτίου που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή χωρίς να αστοχήσει. Αναφέρεται στο σημείο αυτό ότι η πεζογέφυρα αυτή σχεδιάστηκε για φορτίο κυκλοφορίας $q=5 \text{ kN/m}^2$ δηλαδή $6,25 \text{ kN/m}$ ανά κύρια δοκό. Λαμβάνοντας ακόμη υπόψη ότι στην οριακή κατάσταση αστοχίας η τιμή σχεδιασμού πολλαπλασιάζεται με συντελεστή ασφαλείας 1,5 το μέγιστο κινητό φορτίο το οποίο σχεδιάστηκε να αντέχει η κατασκευή είναι περίπου $9,5 \text{ kN/m}$. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με εφαρμογή κατανεμημένου φορτίου q στις κύριες δοκούς. Η τιμή του φορτίου αυξανόταν κλιμακωτά σε κάθε ανάλυση ξεκινώντας από τιμή 1 kN/m , 5 kN/m μέχρι την τιμή που στη δεδομένη υποχώρηση θα προκαλέσει αστοχία. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους επόμενους πίνακες (Πίνακας 7-2).

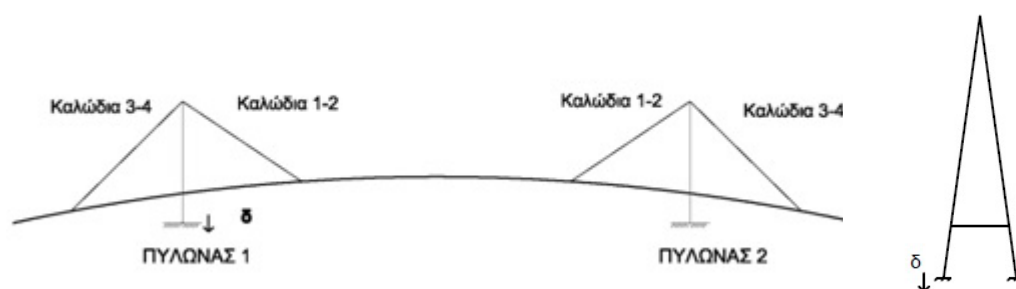
Πίνακας 7-2 Έλεγχοι αστοχίας

Βύθιση 1 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	✓	
5	✓	
10	✓	
20	Αστοχία	Εμφανίζεται στον πυλώνα 1 στο οριζόντιο μέλος εξαιτίας μεγάλης τέμνουσας
Βύθιση 20 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	✓	
5	✓	
10	✓	
15	Αστοχία	Εμφανίζεται στον πυλώνα 1 στο οριζόντιο μέλος εξαιτίας μεγάλης τέμνουσας
Βύθιση 30 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	✓	
5	✓	
10	Αστοχία	Εμφανίζεται στον πυλώνα 1 στο οριζόντιο μέλος εξαιτίας μεγάλης τέμνουσας
Βύθιση 40 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	✓	
5	✓	
8	Αστοχία	Εμφανίζεται στον πυλώνα 1 στο οριζόντιο μέλος εξαιτίας μεγάλης τέμνουσας
Βύθιση 50 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	✓	
6,5	Αστοχία	Εμφανίζεται στον πυλώνα 1 στο οριζόντιο μέλος εξαιτίας μεγάλης τέμνουσας

7.2 Υποχώρηση στήριξης στον ένα πυλώνα, μόνο στο ένα σκέλος

7.2.1 Επιρροή του μεγέθους της βύθισης στην κατασκευή

Υποχώρηση στήριξης επιβάλλεται μόνο στο ένα κεκλιμένο σκέλος του πυλώνα 1 όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.6. Αυτή η περίπτωση καθίζηση σε σχέση με την προηγούμενη αναμένεται να δώσει δυσμενέστερα αποτελέσματα για την κατασκευή.



Σχήμα 7.6 Υποχώρηση στήριξης στον ένα πυλώνα, μόνο στο ένα σκέλος

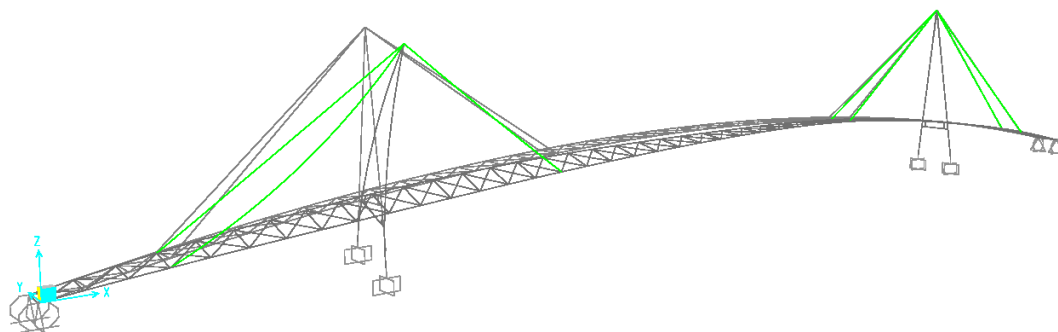
Εξαιτίας της έλλειψης συμμετρίας στην εμφανιζόμενη καθίζηση στον πυλώνα 1 τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τις αξονικές δυνάμεις των καλωδίων δεν ταυτίζονται για τα όμοια καλώδια 1-2 και 3-4. Για τον λόγο αυτό στα αποτελέσματα ως καλώδιο 4 και καλώδιο 2 θα αναφέρονται εκείνα τα οποία βρίσκονται από τη μεριά του σκέλους του πυλώνα που δεν παρουσιάζει καθίζηση. Ακολουθούν τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τις δυνάμεις των καλωδίων (Πίνακας 7-3).

Πίνακας 7-3 Αξονική καλωδίων στους πυλώνες συναρτήσει της βύθισης

Πυλώνας 1				
Βύθιση (cm)	N ₃ (kN)	N ₄ (kN)	N ₁ (kN)	N ₂ (kN)
1	604.53	604.53	553.62	553.6
5	499.28	607.31	508.48	543.76
10	393.38	609.22	464.13	532.82
15	286.93	610.32	420.6	520.84
20	180.21	610.58	377.96	507.89
25	76.2	609.31	336.96	494.48
30	22.02	594.07	309.36	488.13
35	13.82	565.9	294.21	488.25
40	11.61	535.58	281.38	488.8
45	9.35	504.23	269.89	487.92
50	8.41	472.12	259.51	486.78

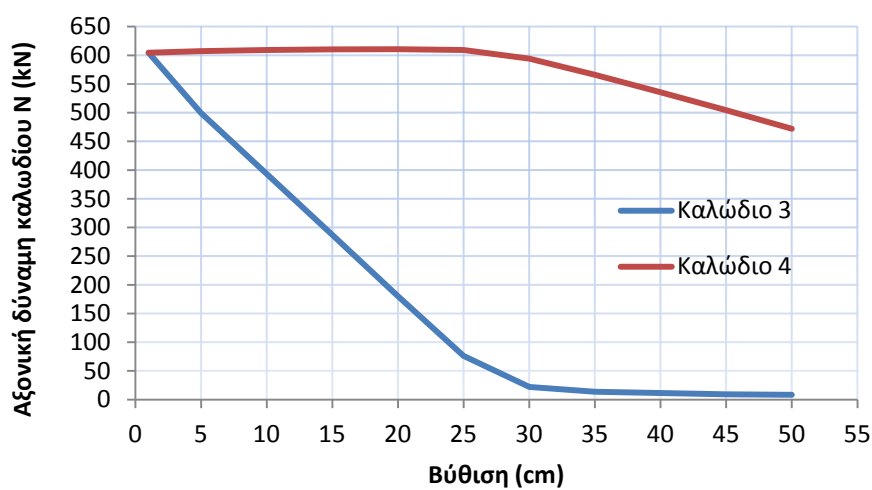
Πυλώνας 2				
Βύθιση (cm)	N ₃ (kN)	N ₄ (kN)	N ₁ (kN)	N ₂ (kN)
1	604.58	604.58	553.68	553.66
5	615.14	616.24	561.43	577.62
10	625.84	628.07	569.53	601.58
15	636.67	640.09	578.02	625.57
20	647.65	652.3	586.91	649.58
25	658.75	664.69	596.15	673.55
30	669.32	676.66	604.81	696.39
35	679.42	688.3	613.01	718.2
40	689.63	700.11	621.59	739.92
45	700.08	712.18	630.69	761.68
50	710.59	724.54	640.32	783.52

Το κρίσιμότερο καλώδιο είναι το καλώδιο 3 του πυλώνα 1. Η δυσκαμψία του μειώνεται απότομα για υποχώρηση 25 cm και μηδενίζεται πρακτικά για υποχώρηση 30 cm. Μια χαρακτηριστική παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα για υποχώρηση 30 cm φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 7.7).

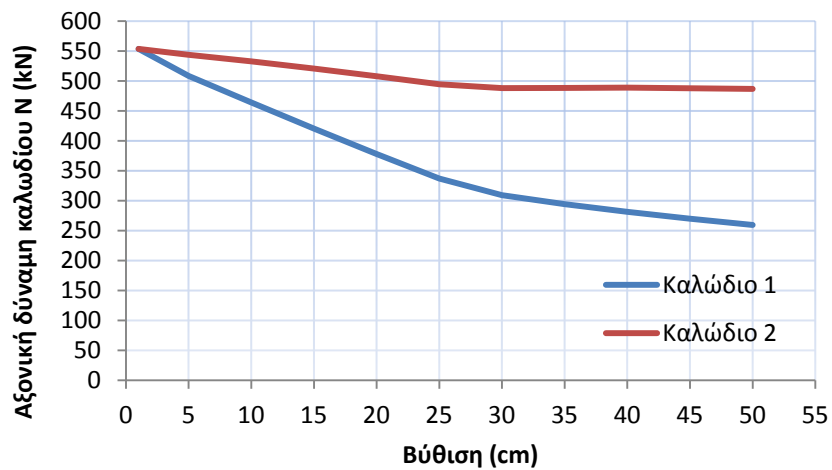


Σχήμα 7.7 Παραμορφωμένη κατάσταση για υποχώρηση 30 cm στο ένα σκέλος του πυλώνα

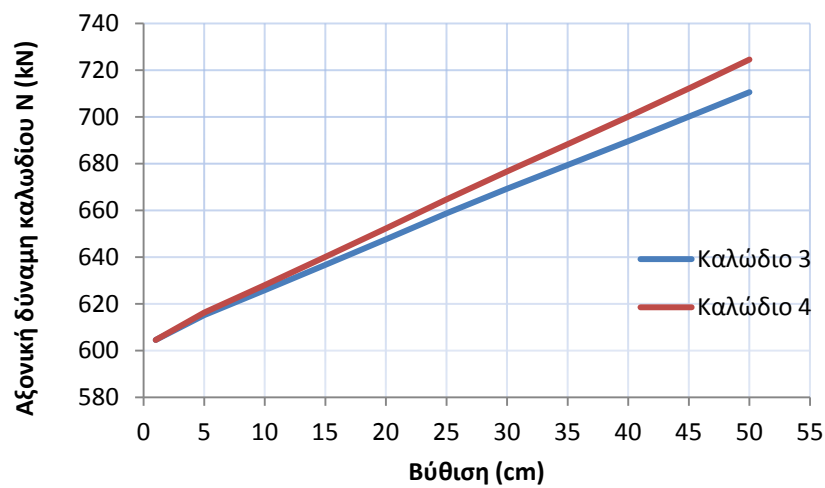
Στα παρακάτω σχήματα (Σχήμα 7.8, Σχήμα 7.9, Σχήμα 7.10, Σχήμα 7.11) που ακολουθούν φαίνεται διαγραμματικά η επιρροή της βύθισης στην αξονική δύναμη των καλωδίων.



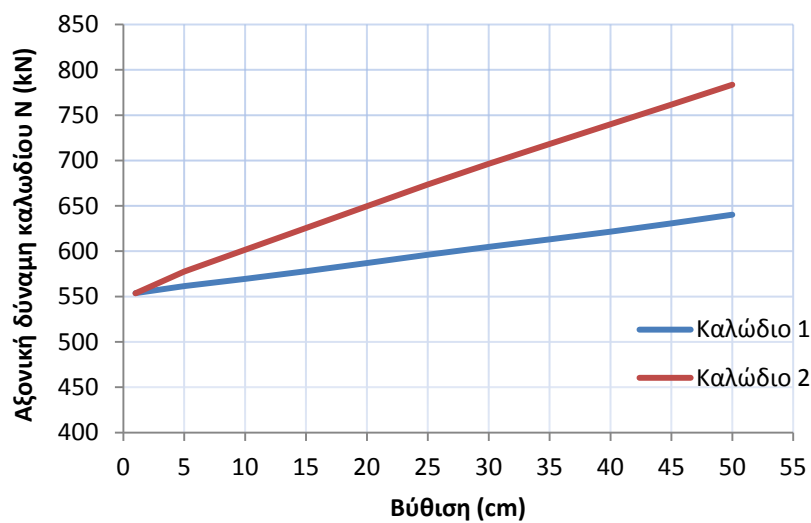
Σχήμα 7.8 Αξονική εσωτερικών καλωδίων του πυλώνα που δέχεται την υποχώρηση (πυλώνας 1)



Σχήμα 7.9 Αξονική εξωτερικών καλωδίων του πυλώνα που δέχεται την υποχώρηση (πυλώνας 1)

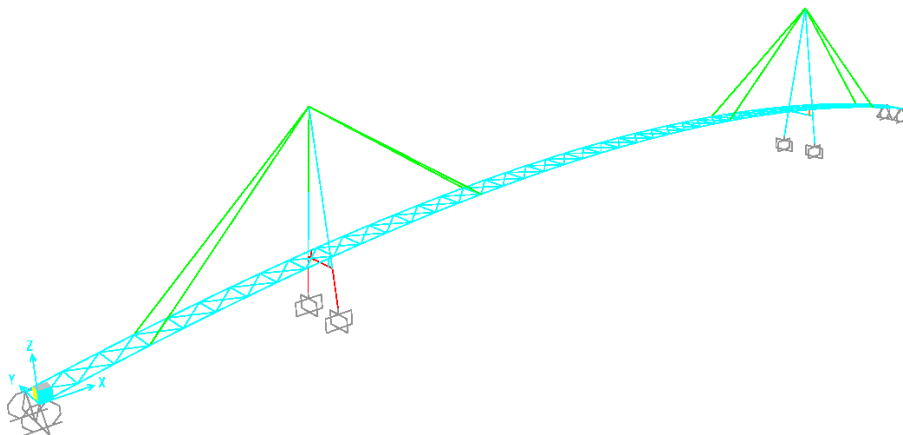


Σχήμα 7.10 Αξονική εσωτερικών καλωδίων του πυλώνα που βρίσκεται δεξιά (πυλώνας 2)

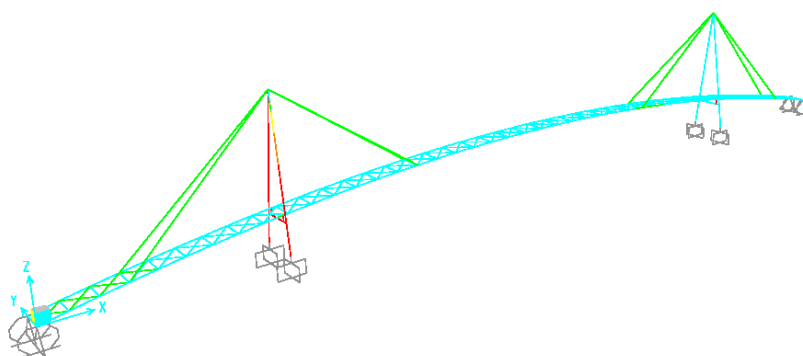


Σχήμα 7.11 Αξονική εξωτερικών καλωδίων του πυλώνα που βρίσκεται δεξιά (πυλώνας 2)

Σε αυτό τον τύπο διαφορικής καθίζησης ο πυλώνας 1 καταπονείται εντονότερα με μεγάλες ροπές κατά την δευτερεύουσα διεύθυνση στην οποία εμφανίζει την μικρότερη ροπή αντοχής. Προκαλείται για το λόγο αυτό αστοχία στο κάτω μέρος του πυλώνα ήδη για καθίζηση 10 cm και επεκτείνεται σε όλο τον πυλώνα για καθίζηση 30 cm όπως φαίνεται στα επόμενα σχήματα με τα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών.



Σχήμα 7.12 Ποσοστά εκμετάλλευσης για καθίζηση 10 cm



Σχήμα 7.13 Ποσοστά εκμετάλλευσης για καθίζηση 30 cm

7.2.2 Προσδιορισμός μέγιστου φορτίου κυκλοφορίας

Το μέγιστο κινητό φορτίο το οποίο μπορεί να παραλάβει η πεζογέφυρα με δεδομένη μια υπάρχουσα καθίζηση υπολογίστηκε όπως και στην ενότητα 7.1.2 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω (Πίνακας 7-4).

Πίνακας 7-4 Έλεγχοι αστοχίας

Βύθιση 1 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	✓	
5	✓	
10	✓	
20	Αστοχία	Εμφανίζεται στους δύο πυλώνες στο οριζόντιο μέλος εξαιτίας μεγάλης τέμνουσας

Βύθιση 5 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	✓	
5	Αστοχία	Εμφανίζεται στον πυλώνα 1 στο οριζόντιο μέλος εξαιτίας μεγάλης τέμνουσας

Βύθιση 10 cm		
Φορτίο q kN/m	Έλεγχος Αστοχίας	Παρατήρηση
1	Αστοχία	Εμφανίζεται στον πυλώνα 1, κάτω από την ανωδομή, εξαιτίας μεγάλης δευτερεύουσας ροπής

7.3 Συμπεράσματα

Συμπερασματικά, η εμφάνιση διαφορεικής καθίζησης και στα δύο σκέλη του πυλώνα δεν επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής καθώς προκύπτει ότι για μια όχι και τόσο ακραία τιμή της καθίζησης (για $1\text{cm} \div 20\text{cm}$) το κινητό φορτίο που αναλαμβάνει με ασφάλεια είναι 2 φορές μεγαλύτερο από το φορτίο σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Αντίθετα, για τη διαφορεική καθίζηση μόνο του ενός σκέλους, προκύπτει ότι η πεζογέφυρα για να λειτουργήσει κανονικά και να δοθεί σε κυκλοφορία επιτρέπεται να εμφανίσει πολύ μικρή διαφορεική καθίζηση της τάξεως των $1\text{cm} \div 3\text{cm}$ καθώς αποδεικνύεται πως αστοχεί για φορτίο πολύ μικρότερο από το φορτίο σχεδιασμού της, στην οριακή κατάσταση αστοχίας, όταν συνυπάρχει υποχώρηση στήριξης.

8 Διερεύνηση της συμπεριφοράς πυλώνα καλωδιωτής γέφυρας

Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται να διερευνηθεί η συμπεριφορά πυλώνα καλωδιωτής γέφυρας σε λυγισμό εντός και εκτός του επιπέδου του και κυρίως η επιρροή της παρουσίας των καλωδίων στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα. Αρχικό στάδιο της μελέτης που θα παρουσιαστεί είναι μια θεωρητική προσέγγιση του προβλήματος. Στην συνέχεια, παρουσιάζονται αποτελέσματα από αριθμητικές αναλύσεις, συγκεκριμένα από γραμμικές αναλύσεις λυγισμού και μη γραμμικές αναλύσεις με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων ADINA στο οποίο μορφώνεται κάθε φορά ένας πρότυπος φορέας όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω. Σε τελικό στάδιο επιχειρήθηκε η σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις διάφορες αναλύσεις και η εξαγωγή συμπερασμάτων για τη συμπεριφορά του πυλώνα και το βαθμό συνεισφοράς των καλωδίων σε αυτή.

8.1 Το πρόβλημα του λυγισμού για πρόβολο και μονόπακτη ράβδος

Σε αυτή την ενότητα θα παρουσιαστούν οι αναλυτικές και αριθμητικές λύσεις για τον υπολογισμό του κρίσιμου φορτίου λυγισμού ράβδου με χαρακτηριστικές συννοριακές συνθήκες (άρθρωση, πάκτωση). Η θεωρητική μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για τον προσδιορισμό του κρίσιμου φορτίου λυγισμού είναι η θεωρία Euler όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

8.1.1 Αναλυτική προσέγγιση του προβλήματος

Θεωρώντας ράβδο με μήκος ίσο με το μήκος του πυλώνα $L = 100 \text{ m}$ και με διατομή αντίστοιχη της διατομής του πυλώνα υπολογίζεται το φορτίο λυγισμού της μονόπακτης ράβδου και του προβόλου τα οποία αποτελούν ακραίες τιμές του πραγματικού φορτίου λυγισμού του πυλώνα μιας καλωδιωτής γέφυρας.

Τα χαρακτηριστικά των προσομοιωμάτων είναι τα εξής:

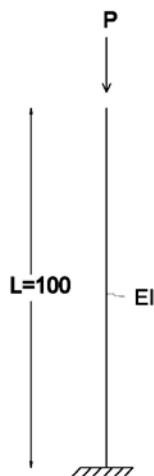
- Γεωμετρία ράβδων
Διάμετρος σωληνωτής διατομής $D = 2,5 \text{ m}$
Πάχος διατομής $t = 5 \text{ cm}$
- Υλικό
Ειδικό βάρος χάλυβα $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα $E = 210000000 \text{ kN/m}^2$

Υπενθυμίζεται ότι οι θεωρητικές μέθοδοι που ακολουθούνται παρακάτω βασίζονται στη γραμμική θεωρία λυγισμού κατά την οποία ισχύουν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Οι εξισώσεις ισορροπίας λαμβάνονται στην παραμορφωμένη κατάσταση η οποία όμως δεν διαφέρει πολύ από την απαραμόρφωτη.
- Δεν λαμβάνεται υπόψη μη γραμμικότητα υλικού.

8.1.1.1 Φορτίο λυγισμού προβόλου

Το προσομοίωμα του προβόλου που μελετάται φαίνεται στο Σχήμα 8.1.



Σχήμα 8.1 Πρόβολος μήκους 100 m

$$P_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$$

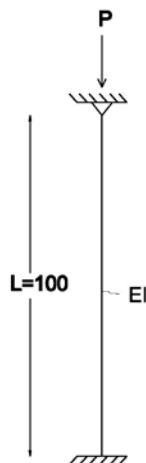
Όπου $L_{cr} = 2 \cdot L = 200 \text{ m}$

$$I = \pi \cdot R^3 \cdot t = 0,28875 \text{ m}^4$$

Άρα, μπορούμε να υπολογίσουμε το $P_{cr} = 14,96 \text{ MN}$

8.1.1.2 Φορτίο λυγισμού μονόπακτης

Το προσομοίωμα της μονόπακτης ράβδου που μελετάται φαίνεται στο Σχήμα 8.2.



Σχήμα 8.2 Μονόπακτη ράβδος μήκους 100 m

$$P_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$$

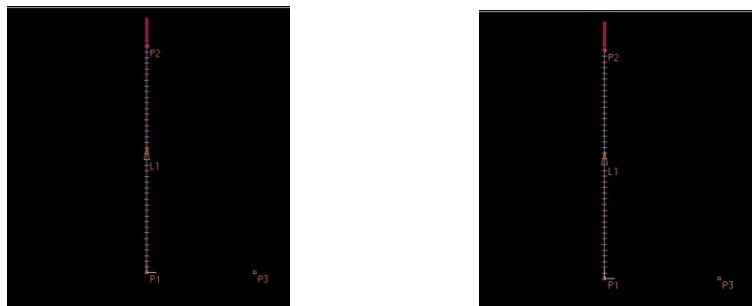
Όπου $L_{cr} = 0,7 \cdot L = 70 \text{ m}$ για την μονόπακτη

$$I = \pi \cdot R^3 \cdot t = 0,28875 \text{ m}^4$$

Άρα, μπορούμε να υπολογίσουμε το $P_{cr} = 122,14 \text{ MN}$

8.1.2 Αριθμητικές αναλύσεις

Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA. Για τον λόγο αυτό μορφώθηκαν τα αντίστοιχα προσομοιώματα των ράβδων όπως φαίνεται στα επόμενα σχήματα (Σχήμα 8.3). στα οποία οι ράβδοι προσομοιώνονται ως στοιχεία δοκού και αποτελούνται από 40 πεπερασμένα στοιχεία.

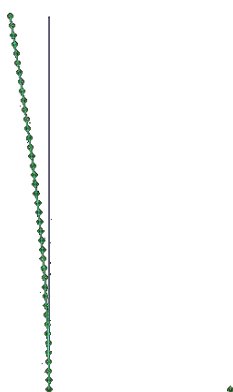


Σχήμα 8.3 Προσομοιώματα προβόλου και μονόπακτης

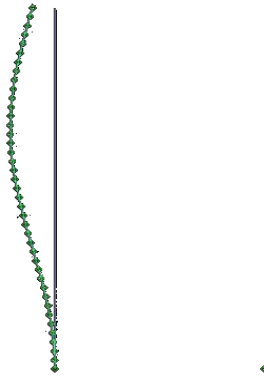
Κατά τις γραμμικοποιημένες αναλύσεις λυγισμού ή αλλιώς linearised buckling analysis (LBA) που πραγματοποιήθηκαν ο φορέας επιλύεται κάθε φορά χωρίς καμία ατέλεια με βάση τη θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων με σκοπό τον προσδιορισμό των ιδιομορφών λυγισμού και κυρίως της πρώτης ιδιομορφής καθώς αυτή συμβαίνει για το μικρότερο φορτίο λυγισμού που μας ενδιαφέρει.

Στην κορυφή της ράβδου εφαρμόστηκε θλιπτικό κατακόρυφο φορτίο $P = 10 \text{ MN}$. Πραγματοποιώντας γραμμική ανάλυση λυγισμού προέκυψαν οι τρεις πρώτες ιδιομορφές, λυγισμού, Σχήματα 8.4 - 8.9 και για κάθε ιδιομορφή ένας πολλαπλασιαστικός συντελεστής α (load factor). Πολλαπλασιάζοντας το load factor με το φορτίο που ασκήθηκε προκύπτει για κάθε ιδιομορφή το κρίσιμο φορτίο λυγισμού P_{cr} .

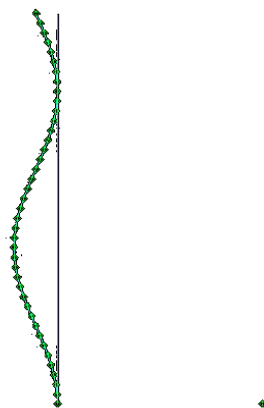
8.1.2.1 Αποτελέσματα LBA προβόλου



Σχήμα 8.4 Πρώτη ιδιομορφή λυγισμού προβόλου.
Προκύπτει $P_{cr2} = 14,97 \text{ MN}$

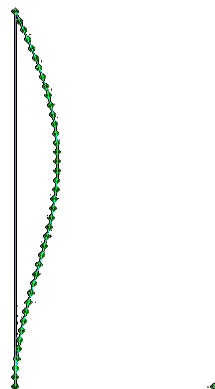


Σχήμα 8.5 Δεύτερη ιδιομορφή λυγισμού προβόλου.
Προκύπτει $P_{cr2} = 134,5 \text{ MN}$

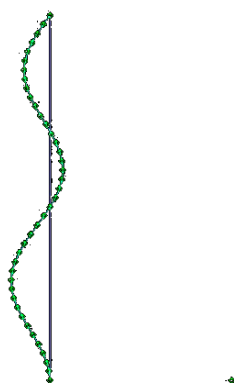


Σχήμα 8.6 Τρίτη ιδιομορφή λυγισμού προβόλου.
Προκύπτει $P_{cr3} = 372,5 \text{ MN}$

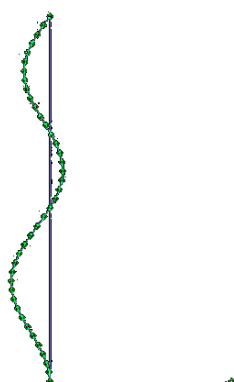
8.1.2.2 Αποτελέσματα LBA μονόπακτης



Σχήμα 8.7 Πρώτη ιδιομορφή λυγισμού μονόπακτης.
Προκύπτει $P_{cr} = 122,3 \text{ MN}$



Σχήμα 8.8 Δεύτερη ιδιομορφή λυγισμού μονόπακτης.
Προκύπτει $P_{cr} = 360,4 \text{ MN}$



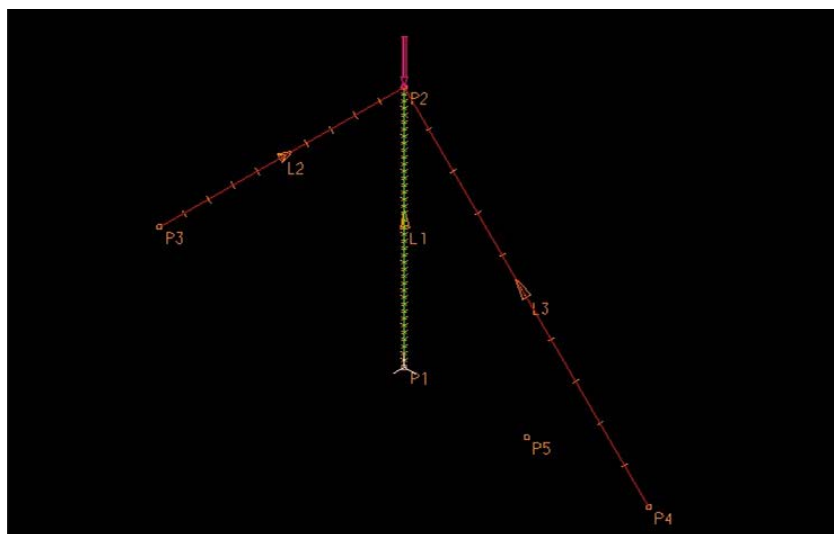
Σχήμα 8.9 Τρίτη ιδιομορφή λυγισμού μονόπακτης.
Προκύπτει $P_{cr} = 714,49 \text{ MN}$

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την αναλυτική προσέγγιση για την πρώτη ιδιομορφή του προβόλου και της μονόπακτης ταυτίζονται με αυτά που προέκυψαν από τις ανωτέρω αριθμητικές αναλύσεις.

8.2 Πρώτο προσομοίωμα προς εξέταση

Το μοντέλο που μορφώθηκε για την μελέτη αυτή αποτελείται από ένα μεταλλικό πυλώνα ύψους 100 m και διατομής κοίλης κυκλικής και από 2 καλώδια τα οποία αγκυρώνονται στην κορυφή του πυλώνα και καταλήγουν στο έδαφος. Ο πυλώνας θεωρείται πακτωμένος στο έδαφος ενώ τα καλώδια ενώνονται με το έδαφος μέσω άρθρωσης. Για τον απλοποιημένο αυτό φορέα επιχειρείται αρχικά ο αναλυτικός υπολογισμός του φορτίου λυγισμού του πυλώνα και στην συνέχεια πραγματοποιούνται αριθμητικές γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις προς επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων.

Στο Σχήμα 8.10 που ακολουθεί παρουσιάζεται το προσομοίωμα που μορφώθηκε στο πρόγραμμα ADINA.



Σχήμα 8.10 Πρώτο μοντέλο στο πρόγραμμα ADINA

Συνοπτικά παρουσιάζονται παρακάτω τα χαρακτηριστικά του πυλώνα και των καλωδίων, οι διαστάσεις τους και τα υλικά.

- Πυλώνας
 Διάμετρος σωληνωτής διατομής $D = 2,5 \text{ m}$
 Πάχος διατομής $t = 5 \text{ cm}$
 Ειδικό βάρος χάλυβα $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
 Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα $E = 210000000 \text{ kN/m}^2$
- Καλώδια PV 150
 Τιμή διαρροής $Z_{rd} = 1170 \text{ kN}$
 Εφελκυστική αντοχή $Z_{bk} = 1930 \text{ kN}$
 Εμβαδόν $A = 1340 \text{ mm}^2$
 Βάρος καλωδίου $11,2 \text{ kg/m}$
 Μέτρο ελαστικότητας $E = 160000000 \text{ kN/m}^2$

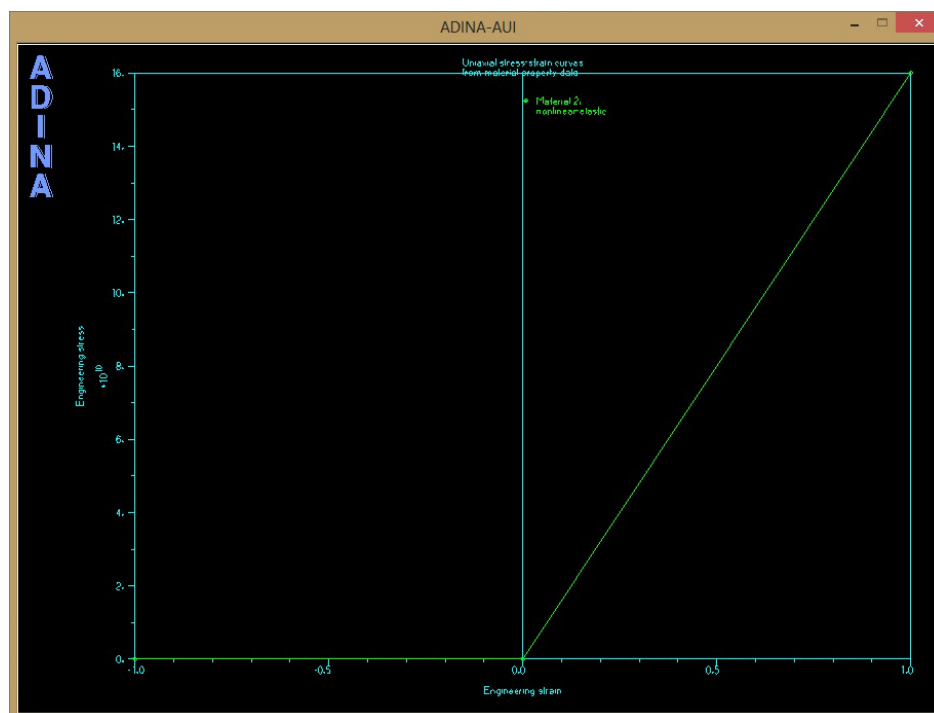
Επισημαίνεται ότι τα καλώδια είναι προεντεταμένα με δύναμη προέντασης ίση με το 50 % της εφελκυστικής αντοχής τους που αντιστοιχεί σε αρχική παραμόρφωση ε η οποία επιβλήθηκε στα καλώδια ως initial strain σύμφωνα με την ορολογία του προγράμματος.

Τάση διαρροής $= 1170 \text{ kN} / 1340 \text{ mm}^2 = 873000 \text{ kPa}$

Άρα, $T = 0,5 \times 873000 = 436500 \text{ kPa}$

Άρα, $\varepsilon = T/E = 436500 / (160 \times 10^6) = 0,002728$

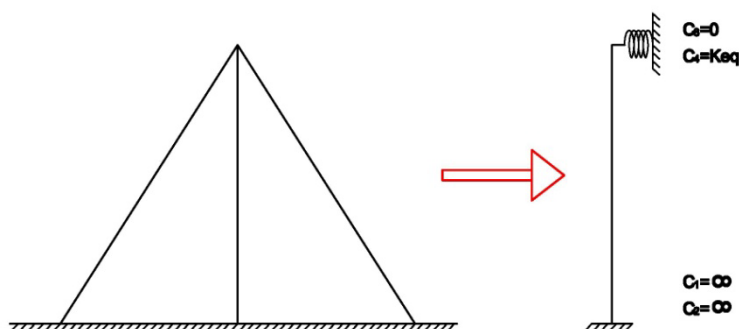
Ακόμη, η προσομοίωση του πυλώνα έγινε με 40 στοιχεία δοκού (beam elements) και το υλικό που θεωρήθηκε είναι γραμμικό και ελαστικό. Αντίθετα τα καλώδια προσομοιώθηκαν με στοιχεία δικτυώματος (truss elements) για τα οποία ορίστηκε διγραμμικό, ελαστικό υλικό με μηδενική θλιπτική αντοχή όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.11.



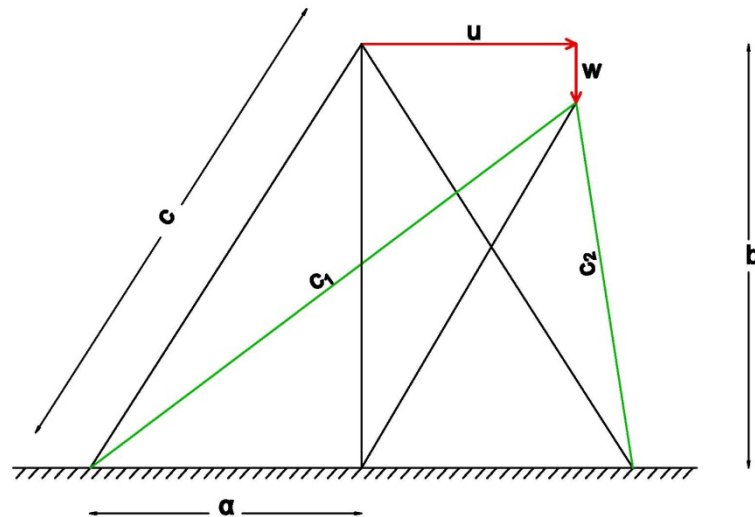
Σχήμα 8.11. Καταστατικός νόμος του υλικού. Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται η παραμόρφωση (strain) και στον κατακόρυφο η τάση (stress). Για $\varepsilon=1$ προκύπτει $\sigma=E$ ενώ για $\varepsilon=-1$ $\sigma=0$.

8.2.1 Υπολογισμός ισοδύναμου ελατηρίου

Στην ενότητα αυτή επιχειρείται η διαστασιολόγηση ενός ισοδύναμου ελατηρίου σταθεράς K_{eq} το οποίο να μπορεί να αντικαταστήσει τα δύο καλώδια που έχουμε θεωρήσει στο πρότυπο μοντέλο της ενότητας 8.2.1 (βλ. Σχήμα 8.12). Για να γίνει αυτό θεωρούμε μια αρχική οριζόντια μετακίνηση u στην κορυφή του πυλώνα και λαμβάνοντας υπόψη την ισορροπία δυνάμεων, το συμβιβαστό των παραμορφώσεων και τον γραμμικό, ελαστικό νόμο του υλικού υπολογίζουμε την οριζόντια συνισταμένη της συνισταμένης των δυνάμεων που αναπτύσσονται στα καλώδια. Η απαραμόρφωτη και η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.13.



Σχήμα 8.12 Αντικατάσταση των δύο καλωδίων με ελατήριο κατάλληλης δυσκαμψίας K_{eq}



Σχήμα 8.13 Παραμορφωμένη και απαραμόρφωτη κατάσταση φορέα

Στην απαραμόρφωτη κατάσταση του φορέα ισχύει η παρακάτω σχέση μεταξύ τάσης και παραμόρφωσης:

$$T/A = E \times \varepsilon_0$$

όπου το ε_0 είναι η παραμόρφωση του καλωδίου λόγω της προέντασης του και T η τιμή της προέντασης που επιβλήθηκε αρχικά.

$$T/A = E \times \Delta l_0 / c_0$$

$$T/EA = \frac{c - c_0}{c_0}$$

$$T/EA = \frac{c}{c_0} - 1$$

$$c_0 = \frac{c}{1 + \frac{T}{EA}}$$

Όπου c_0 το αρχικό μήκος των καλωδίων πριν την προένταση τους.

Στην παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα ισχύει η παρακάτω σχέση μεταξύ τάσης και παραμόρφωσης για το καλώδιο 1 (εφελκυσμένο) και το καλώδιο 2 (θλιβόμενο).

$$T_1 = EA \times \frac{c_1 - c_0}{c_0}$$

$$T_1 = EA \times \left(\frac{c_1}{c_0} - 1 \right)$$

Όμοια για το καλώδιο 2:

$$T_2 = EA \times \left(\frac{c_2}{c_0} - 1 \right)$$

Τα μήκη c_1 , c_2 αντιστοιχούν στα μήκη των καλωδίων στην παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα και έχουν τις εξής τιμές:

$$c_1 = \sqrt{(a+u)^2 + (b-w)^2}$$

$$c_2 = \sqrt{(a-u)^2 + (b-w)^2}$$

Επομένως, οι νέες εκφράσεις για τις T_1 και T_2 είναι:

$$T_1 = EA \left[\frac{\sqrt{(a+u)^2 + (b-w)^2}}{\frac{c}{1 + \frac{T}{EA}}} - 1 \right]$$

$$T_2 = EA \left[\frac{\sqrt{(a-u)^2 + (b-w)^2}}{\frac{c}{1 + \frac{T}{EA}}} - 1 \right]$$

Αναλύοντας αυτές τις δύο δυνάμεις στο οριζόντιο επίπεδο και υπολογίζοντας τη συνισταμένη τους προκύπτει η δύναμη H :

$$H = T_1 \times \frac{a+u}{c} + T_2 \times \frac{a-u}{c}$$

Όπου, $\frac{a+u}{c} \cong \cos(\varphi_1)$ και $\frac{a-u}{c} \cong \cos(\varphi_2)$ κάνοντας την παραδοχή ότι $c_1 \sim c$, $c_2 \sim c$.

Τέλος, υπολογίστηκε το ανάπτυγμα Taylor της συνάρτησης $H(u)$. Στη συνάρτηση που προέκυψε ως προς u θεωρήθηκαν μηδενικοί οι όροι υψηλότερης τάξης από το u^2 καθώς επίσης και η κατακόρυφη συνιστώσα της μετακίνησης w κάνοντας την παραδοχή μικρών μετακινήσεων. Προέκυψε τελικά η εξής σχέση:

$$H = \left[2 \times \left(\frac{a}{c} \right)^2 EA + 2 \times \left(1 + \frac{a^2}{c^2} \right) T \right] \times \frac{u}{c}$$

Στην παραπάνω σχέση θέτοντας $u = 1$ λαμβάνουμε τον τύπο που υπολογίζει τη σταθερά του ισοδύναμου ελατηρίου K_{eq} :

$$K_{eq} = 2 \left[\left(\frac{a}{c} \right)^2 EA + \left(1 + \frac{a^2}{c^2} \right) T \right] \times \frac{1}{c}$$

Η παραπάνω σχέση μπορεί να τροποποιηθεί χρησιμοποιώντας τον τύπο του Dishinger για να ληφθεί υπόψη η μη γραμμικότητα που προκαλεί η κρέμαση του καλωδίου λόγω του ιδίου βάρους του στη δυσκαμψία του.

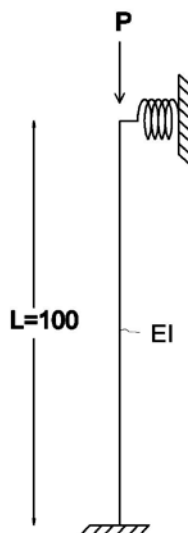
$$EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{T_p}\right)^2 \frac{EA}{12T_p}}$$

$$K_{eq} = 2 \left[\left(\frac{a}{c}\right)^2 EA_{eq} + \left(1 + \frac{a^2}{c^2}\right) T \right] \times \frac{1}{c}, \text{ όπου } EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{T_p}\right)^2 \frac{EA}{12T_p}} \quad (8.1)$$

Στην περίπτωση που εξετάζουμε αντικαθιστούμε τα a , b , c , T , E , A , m , g με τις τιμές που αναφέρονται στην ενότητα 8.2.1 προκύπτει δυσκαμψία ισοδύναμου ελατηρίου $K_{eq} = 1528,5$ kN/m.

8.2.2 Υπολογισμός P_{cr} με ορίζουσα ευστάθειας

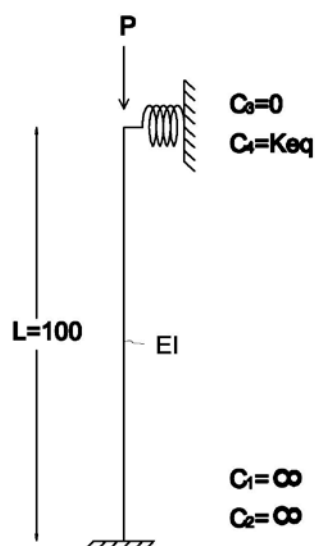
Επιχειρείται σε αυτή την ενότητα η κατάστροψη του αναλυτικού υπολογισμού του κρίσιμου φορτίου λυγισμού του πυλώνα του πρώτου μοντέλου. Αυτό θα πραγματοποιηθεί για το ισοδύναμο σύστημα που δημιουργήθηκε στην παραπάνω ενότητα. Σε αυτή την περίπτωση εφαρμόζουμε στο ένα άκρο της ράβδου ελατήριο και στο άλλο πάκτωση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.14, και αναμένουμε ότι το φορτίο που θα προκύψει θα έχει τιμή ανάμεσα στο 14,96 MN και το 122,14 MN και έτσι η ράβδος θα πλησιάζει σε συμπεριφορά άλλοτε τον πρόβολο και άλλοτε την μονόπακτη ανάλογα με τη δυσκαμψία του ελατηρίου. Τα αποτελέσματα αυτής της ενότητας θα συγκριθούν στη συνέχεια με τα αποτελέσματα των αριθμητικών λύσεων που θα προκύψουν από τις αριθμητικές αναλύσεις του απλοποιημένου μοντέλου που θα εξεταστεί παρακάτω.



Σχήμα 8.14 Ράβδος με ελατήριο στο άνω άκρο

Η προσέγγιση που ακολουθείται βασίζεται στον υπολογισμό της ορίζουσας ευστάθειας του συστήματος ο μηδενισμός της οποίας οδηγεί στην εξίσωση λυγισμού του φορέα.

Σύμφωνα με τη θεωρία ευστάθειας η πάκτωση μπορεί να αντικατασταθεί από ένα στροφικό ελατήριο και ένα μετακινησιακό ελατήριο άπειρης δυσκαμψίας, το c_1 και το c_2 αντίστοιχα, ενώ στο άλλο άκρο εφαρμόζεται στροφικό ελατήριο c_3 μηδενικής δυσκαμψίας και ενός μετακινησιακού με δυσκαμψία c_4 όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.15.



Σχήμα 8.15 Συνοριακές συνθήκες όπως εισάγονται στην οριζούσα ευστάθειας

Στη συνέχεια μορφώνουμε την οριζούσα ευστάθειας του συστήματος και τη θέτουμε ίση με το 0:

k	k^2/c_1^*	1
$k^2/c_3^* \sin(kl) - k \cos(kl)$	$k^2/c_3^* \cos(kl) + k \sin(kl)$	-1
$\sin kl$	$\cos(kl) - 1$	$l - k^2/c_2^+ - k^2/c_4^*$

Στη συνέχεια πολλαπλασιάζουμε τη δεύτερη σειρά με c_3^* για να απαλείψουμε την απροσδιοριστία που προκαλείται από τον μηδενισμό του παρονομαστή.

k	0	1
$k^2 \sin(kl)$	$k^2 \cos(kl)$	0
$\sin(kl)$	$\cos(kl) - 1$	$l - k^2/c_4^*$

$$k^2 (k^2 \cos kl) (l - k^2/c_4^*) + k^2 \sin kl (\cos kl - 1) - k^2 \sin kl \cos kl = 0$$

$$k \cos(kl) (l - k^2/c_4^*) - \sin(kl) = 0$$

$$kl \cos(kl) - k^3/c_4^* \cos(kl) - \sin(kl) = 0$$

$$kl - k^3/c_4^* - \tan(kl) = 0$$

$$kl - k^3 l^3/c_4^* l^3 - \tan(kl) = 0$$

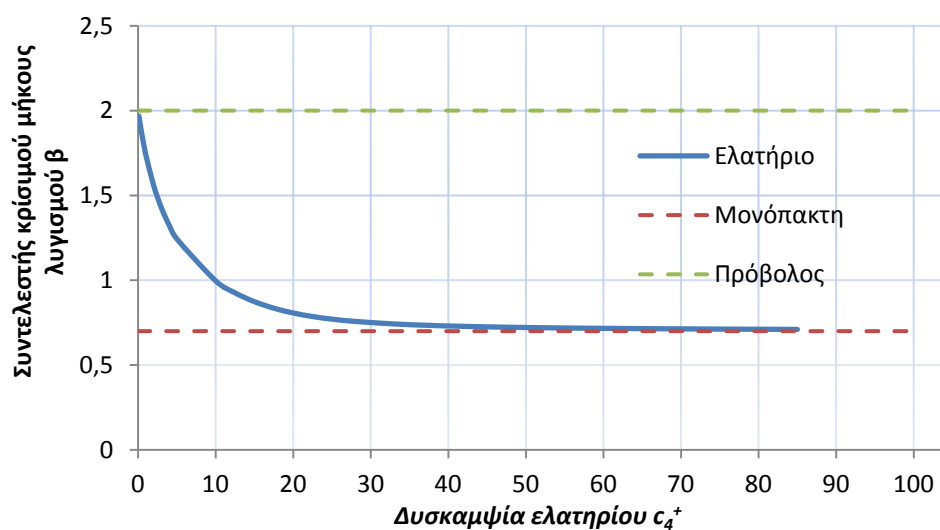
Θέτουμε στην εξίσωση το $c_4^* l^3 = c_4^+$ και προκύπτει:

$$\tan(kl) - (kl) + (kl)^3/c_4^+ = 0 \text{ εξίσωση λυγισμού} \quad (8.4)$$

όπου $c_4^+ = c_4 / (EI/l^3)$ η δυσκαμψία του ελατηρίου.

Δεδομένου ότι $k^2 = P/EI$, η λύση της παραπάνω εξίσωσης ως προς kl οδηγεί στον προσδιορισμό του κρίσιμου φορτίου λυγισμού συναρτήσει της δυσκαμψίας του ελατηρίου. Ακόμη, για το κρίσιμο φορτίο ισχύει η γνωστή σχέση του Euler $P_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$

Θέτοντας τώρα $L_{cr} = \beta \times L$ η παραπάνω εξίσωση μπορεί να λυθεί ως προς $\pi/\beta = kl$ και η λύση της θα οδηγεί προσδιορισμό του β δηλαδή του κρίσιμου μήκους λυγισμού της ράβδου και κατ' επέκταση στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού. Τελικά, η εξίσωση λυγισμού $\tan(kl) - (kl) + (kl)^3/c_4^+ = 0$ επιλύεται και παραμετροποιείται ως προς c_4^+ και προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 8.16. Επιρροή της δυσκαμψίας του ελατηρίου στο κρίσιμο μήκος λυγισμού της ράβδου.

Από το παραπάνω διάγραμμα γίνεται φανερό ότι ο συντελεστής β λαμβάνει τιμές οι οποίες κυμαίνονται ανάμεσα στο 0,7 και το 2. Αυτές οι ακραίες τιμές αντιστοιχούν σε συμπεριφορά μονόπακτης και προβόλου όπως ήταν αναμενόμενο. Επομένως, και το κρίσιμο φορτίο λυγισμού παίρνει τιμές ανάμεσα στο 14,9 και το 122,14 MN οι οποίες αντιστοιχούν στις τιμές του προβόλου και της μονόπακτης ανάλογα με τη δυσκαμψία που θα δοθεί στο ελατήριο.

Από την εξίσωση λυγισμού που υπολογίστηκε για δεδομένη σταθερά ελατηρίου ίση με αυτή που υπολογίστηκε στην ενότητα $k_{eq}^+ = K_{eq}/(EI/L^3)$ όπου $E=210000000 \text{ kN/m}^2$, $I=0,28875 \text{ m}^4$, $L=100 \text{ m}$ προκύπτει ο συντελεστής κρίσιμου μήκους λυγισμού β , και κατ' επέκταση το κρίσιμο φορτίο λυγισμού ως εξής:

$$k_{eq}^+ = 25,21 \rightarrow \beta = 0,76, \text{ άρα } P_{cr} = \pi^2 EI / (0,76L)^2 = 101 \text{ MN}.$$

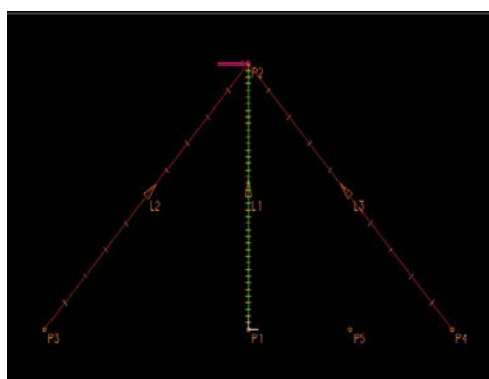
Στις επόμενες ενότητες τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την αναλυτική προσέγγιση θα συγκριθούν με τα αποτελέσματα από αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA όπως έχει ήδη αναφερθεί.

8.2.3 Επιβεβαίωση αναλυτικής λύσης

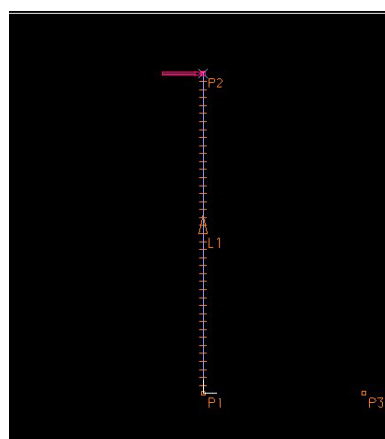
Η αναλυτική λύση που μορφώθηκε στις ενότητες 8.2.2 και 8.2.3 οδήγησε στον υπολογισμό ενός ισοδύναμου ελατηρίου που μπορεί να αντικαταστήσει τα καλώδια, με δυσκαμψία που υπολογίζεται από τον τύπο:

$$K_{eq} = 2 \left[\left(\frac{a}{c} \right)^2 EA_{eq} + \left(1 + \frac{a^2}{c^2} \right) T \right] \times \frac{1}{c}, \text{ όπου } EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{Tp} \right)^2 \frac{EA}{12Tp}} \quad (8.2)$$

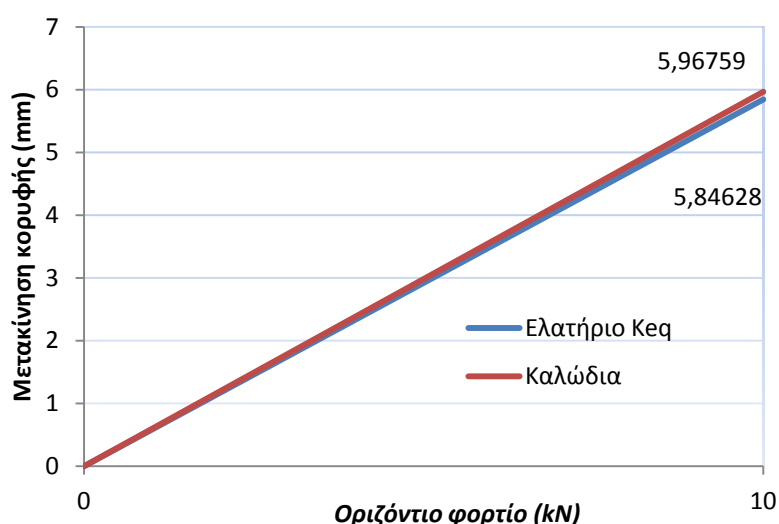
Για την επιβεβαίωση της παραπάνω σχέσης πραγματοποιήθηκε γραμμική ανάλυση (statics analysis) στο προσομοίωμα με τα δύο καλώδια ασκώντας στην κορυφή του πυλώνα ένα οριζόντιο φορτίο 10 kN, και συγκρίνοντας τη μετακίνηση αυτής της ανάλυσης με αυτή που προκύπτει αν αντικαταστήσουμε τα δύο καλώδια με ένα ελατήριο δυσκαμψίας K_{eq} . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 8.19).



Σχήμα 8.17 Προσομοίωση με καλώδια



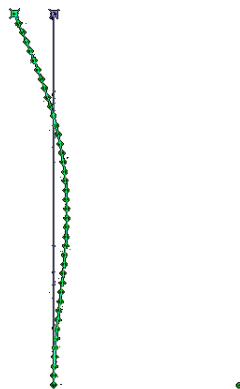
Σχήμα 8.18 Προσομοίωση με ισοδύναμο ελατήριο



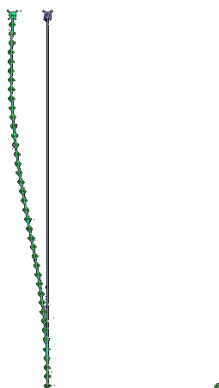
Σχήμα 8.19 Σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις δύο προσομοιώσεις

8.2.4 Γραμμική ανάλυση λυγισμού

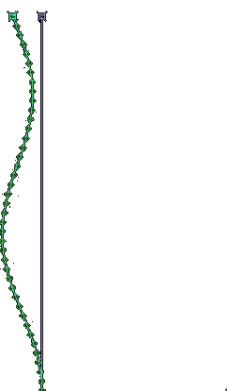
Σε γραμμική ανάλυση λυγισμού υποβλήθηκε ο ισοδύναμος φορέας με το ελατήριο. Όμοια με πριν, στη ράβδο επιβλήθηκε θλιπτικό φορτίο $P = 10 \text{ MN}$. Υπενθυμίζεται επίσης, ότι η σταθερά του ελατηρίου που εφαρμόζεται είναι $K_{eq} = 1528,5 \text{ kN/m}$. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στα παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 8.20 Πρώτη ιδιομορφή λυγισμού για ελατήριο σταθεράς 1528,5 kN.
Προκύπτει $P_{cr} = 101,2 \text{ MN}$



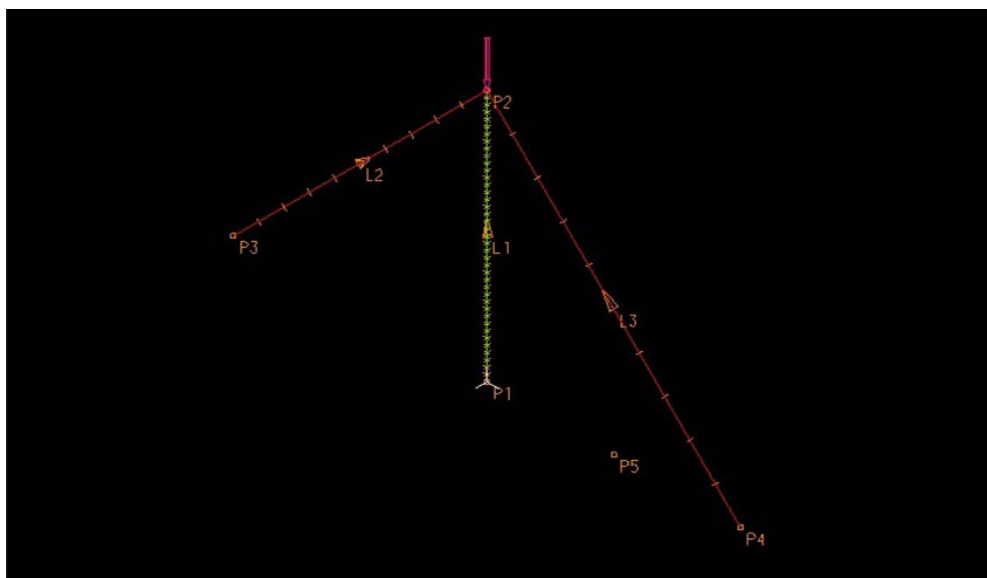
Σχήμα 8.21 Δεύτερη ιδιομορφή λυγισμού για ελατήριο σταθεράς 1528,5 kN.
Προκύπτει $P_{cr} = 181,8 \text{ MN}$



Σχήμα 8.22 Τρίτη ιδιομορφή λυγισμού για ελατήριο σταθεράς 1528,5 kN.
Προκύπτει $P_{cr} = 380,5 \text{ MN}$

8.2.5 Μη γραμμικές αναλύσεις

Στην ενότητα αυτή πραγματοποιούνται μη γραμμικές αναλύσεις για τον απλοποιημένο φορέα που εξετάζουμε, ο οποίος υπενθυμίζεται ότι αποτελείται από τον πυλώνα ύψους 100 m και δύο καλωδίων τα οποία ξεκινούν από την κορυφή του πυλώνα και καταλήγουν στο έδαφος (Σχήμα 8.23).



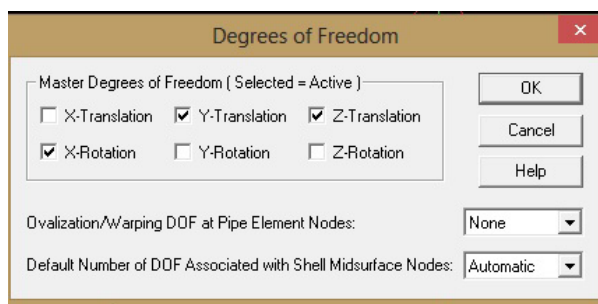
Σχήμα 8.23 Προσομοίωμα μοντέλου 1 στο πρόγραμμα ADINA

Στην παραπάνω ενότητα, ενότητα 8.2, τα καλώδια αυτά αντικαταστάθηκαν με ένα ισοδύναμο ελατήριο και υπολογίστηκε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα τόσο με αναλυτική μέθοδο (ορίζουσα ευστάθειας) όσο και με αριθμητική μέθοδο μέσω υπολογιστικού προγράμματος (LBA). Η τιμή που προέκυψε για το φορτίο λυγισμού είναι $P_{cr} = 101 \text{ MN}$ όμως κρίνεται σκόπιμη η εκτέλεση και μη γραμμικών αναλύσεων για τον ακριβέστερο προσδιορισμό της συμπεριφοράς του φορέα.

Η αναγκαιότητα για εκτέλεση μη γραμμικής ανάλυσης έγκειται στο γεγονός ότι ο φορέας, εξαιτίας της παρουσίας των καλωδίων, των οποίων η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται από έντονη μη γραμμικότητα, αλλά και της γεωμετρίας του πυλώνα (μεγάλη λυγηρότητα), καθίσταται ιδιαίτερα ευαίσθητος σε μη γραμμικότητες γεωμετρίας.

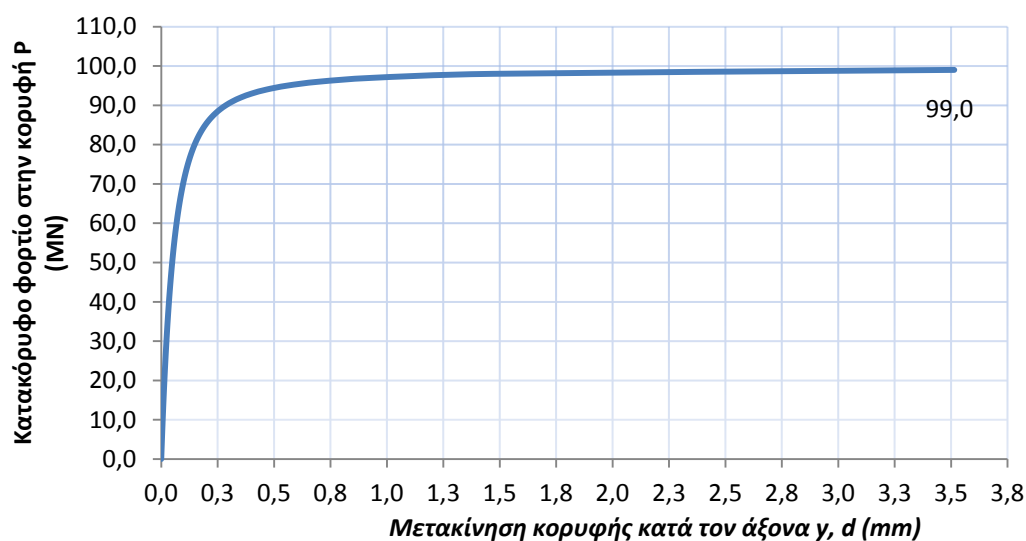
8.2.5.1 Μη γραμμική ανάλυση θεωρώντας επίπεδο πρόβλημα

Αρχικά μελετάται η συμπεριφορά του πυλώνα για την περίπτωση που το πρόβλημα είναι επίπεδο δηλαδή κάνοντας την παραδοχή ότι ο πυλώνας μπορεί να λυγίσει μόνο μέσα στο επίπεδο του, επίπεδο yz. Αυτό επιτυγχάνεται δεσμεύοντας κατάλληλους βαθμούς ελευθερίας του φορέα όπως φαίνεται στην χαρακτηριστική εικόνα από το πρόγραμμα, Σχήμα 8.24.



Σχήμα 8.24 Δεσμευμένοι βαθμοί ελευθερίας

Για την εκτέλεση των μη γραμμικών αναλύσεων γεωμετρίας εισήχθη στον πυλώνα κατασκευαστική ατέλεια ασκώντας στην κορυφή του ένα πολύ μικρό οριζόντιο φορτίο ίσο με 0,1 kN κατά την διεύθυνση γ.



Σχήμα 8.25 Δρόμος ισορροπίας κορυφής εντός επιπέδου

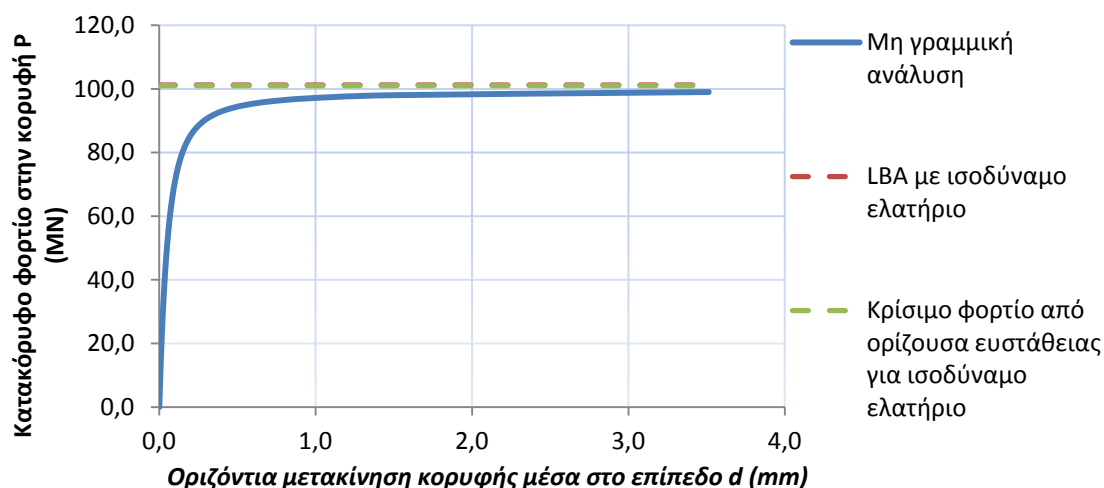
Το πρόγραμμα έδωσε δρόμους ισορροπίας από την επίλυση του φορέα με τη μέθοδο statics. Στο Σχήμα 8.25 που ακολουθεί παρουσιάζεται η μεταβολή του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου που ασκείται στην κορυφή του πυλώνα συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης που εμφανίζεται κατά τον άξονα γ. Παρατηρείται ότι η παρουσία των καλωδίων εξασφαλίζει την κορυφή του πυλώνα σε τέτοιο βαθμό ώστε η συμπεριφορά του να προσεγγίζει ικανοποιητικά εκείνη της μονόπακτης καθώς προκύπτει ότι το μέγιστο θλιπτικό φορτίο που μπορεί να αναλάβει ο φορέας είναι περίπου 100 MN. Υπενθυμίζεται ότι το κρίσιμο φορτίο λυγισμού της μονόπακτης είναι 122 MN.

Ακολουθεί συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων (Πίνακας 8.1)

Πίνακας 8-1 Μεταβολή του κρίσιμου φορτίου ανάλογα με τις συνοριακές συνθήκες (εντός επιπέδου)

Συνοριακές Συνθήκες	Κρίσιμο φορτίο λυγισμού (MN)
Μονόπακτη	122,14
Πάκτωση - Καλώδια	99,00
Πρόβολος	14,96

Στο επόμενο σχήμα (Σχήμα 8.26) συνοψίζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη μη γραμμική ανάλυση του φορέα σε σύγκριση με τα αποτελέσματα που προέκυψαν στις προηγούμενες ενότητες από το ισοδύναμο σύστημα που δημιουργήθηκε στο οποίο τα καλώδια αντικαταστάθηκαν από ελατήριο κατάλληλης δυσκαμψίας $K_{eq} = 1528,5 \text{ kN/m}$.



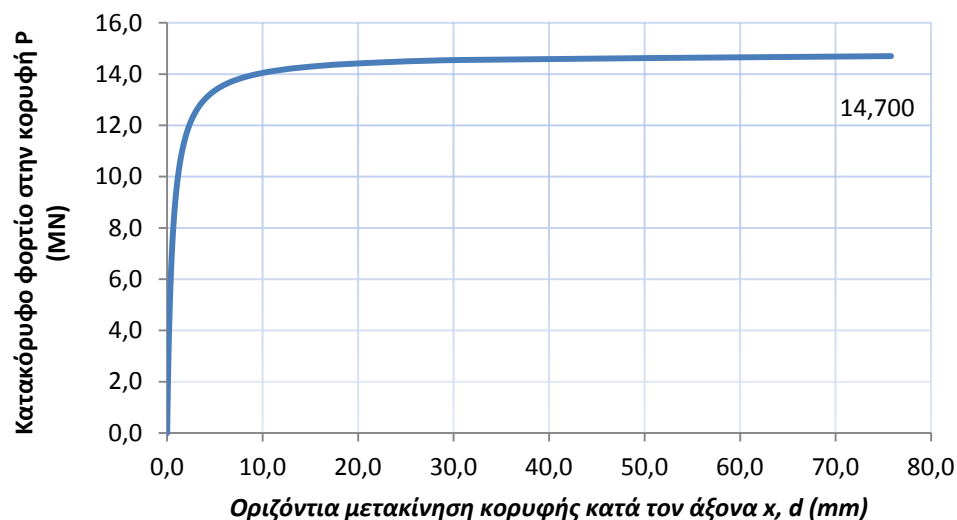
Σχήμα 8.26 Σύγκριση αποτελεσμάτων για το κρίσιμο φορτίο λυγισμού

8.2.5.2 Μη γραμμική ανάλυση θεωρώντας το πρόβλημα στο χώρο

Το πρόβλημα σε αυτή την ενότητα αντιμετωπίζεται ως χωρικό με αδέσμευτους όλους τους βαθμούς ελευθερίας επιτρέποντας στον πυλώνα να λυγίσει προς την άλλη διεύθυνση, κάθετα στο επίπεδο του.

Όμοια με πριν για την εκτέλεση των μη γραμμικών αναλύσεων γεωμετρίας εισήχθη στον πυλώνα κατασκευαστική ατέλεια ασκώντας στην κορυφή του ένα πολύ μικρό οριζόντιο φορτίο ίσο με 0,1 kN κατά την διεύθυνση y και κατά την διεύθυνση x ταυτόχρονα.

Το πρόγραμμα έδωσε δρόμους ισορροπίας από την επίλυση του φορέα με τη μέθοδο statics. Στο Σχήμα 8.27. που ακολουθεί παρουσιάζεται η μεταβολή του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου που ασκείται στην κορυφή του πυλώνα συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης που εμφανίζεται κατά τον άξονα x .



Σχήμα 8.27 Δρόμος ισορροπίας κορυφής εκτός επιπέδου

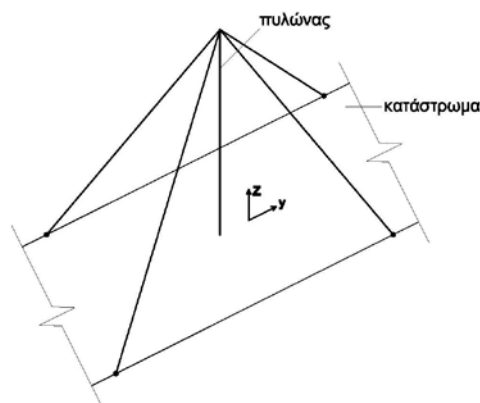
Παρατηρείται επομένως ότι η παρουσία των καλωδίων δεν προσφέρει εξασφάλιση στον πυλώνα έναντι καθολικού λυγισμού κάθετα στο επίπεδο του. Το κρίσιμο φορτίο που προκύπτει ισούται με 14,7 MN το οποίο είναι ίσο με το φορτίο λυγισμού του προβόλου.

Πίνακας 8-2 Μεταβολή του κρίσιμου φορτίου ανάλογα με τις συνοριακές συνθήκες (εκτός επιπέδου)

Συνοριακές Συνθήκες	Κρίσιμο φορτίο λυγισμού (MN)
Μονόπακτη	122,14
Πάκτωση - Καλώδια	14,70
Πρόβολος	14,96

8.3 Δεύτερο προσομοίωμα προς εξέταση

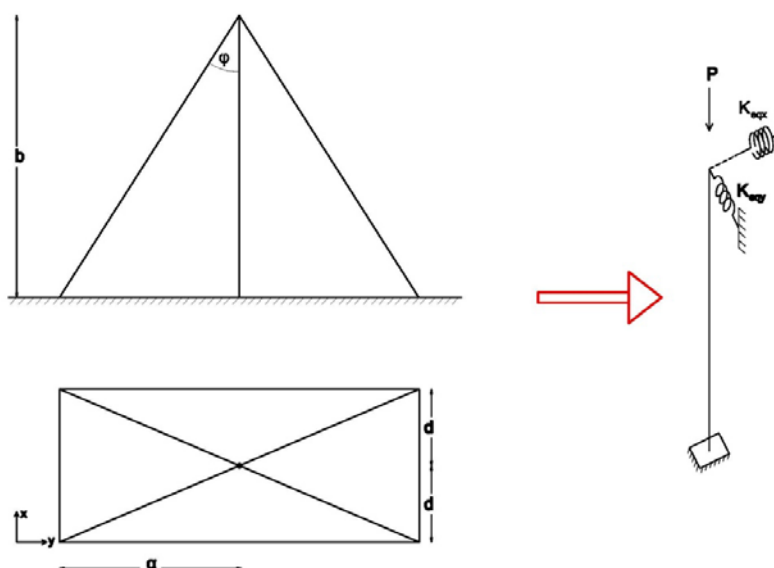
Για την επίτευξη μιας πιο ρεαλιστικής προσομοίωσης μορφώθηκε ένα δεύτερο μοντέλο το οποίο αποτελείται από ένα πυλώνα και από τέσσερα καλώδια τα οποία είναι τοποθετημένα όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.25.



Σχήμα 8.28 Δεύτερο μοντέλο προς εξέταση

8.3.1 Υπολογισμός ισοδύναμου ελατηρίου

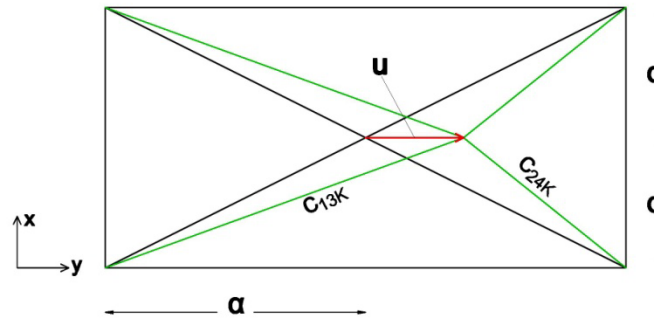
Σε αυτή την περίπτωση σκοπός είναι ο υπολογισμός δύο μετακινησιακών ελατηρίων (Σχήμα 8.29) τα οποία θα αντικαταστήσουν τα καλώδια και εφαρμοστούν στην κορυφή του πυλώνα το ένα κατά τη διεύθυνση x και το άλλο κατά την διεύθυνση y . Για να γίνει αυτό θεωρούμε μια αρχική οριζόντια μετακίνηση u στην κορυφή του πυλώνα κατά τον άξονα y και λαμβάνοντας υπόψη την ισορροπία δυνάμεων, το συμβιβαστό των παραμορφώσεων και τον γραμμικό, ελαστικό νόμο του υλικού υπολογίζουμε την οριζόντια συνιστώσα κατά τον άξονα y της συνισταμένης των δυνάμεων που αναπτύσσονται στα καλώδια. Στη συνέχεια με όμοιο τρόπο θεωρούμε μια μετακίνηση κατά τον άξονα x και υπολογίζουμε την οριζόντια συνιστώσα της συνισταμένης κατά τον άξονα x .



Σχήμα 8.29 Αντικατάσταση των τεσσάρων καλωδίων με δύο ελατήρια κατά x , y

8.3.1.1 Ισοδύναμο ελατήριο κατά y

Η λύση θα προκύψει λαμβάνοντας υπόψη την παραμορφωμένη και απαραμόρφωτη κατάσταση του φορέα σε κάτοψη (Σχήμα 8.30). Λόγω της συμμετρίας που εμφανίζει αυτή η διάταξη θεωρούμε όμοια τη συμπεριφορά των καλωδίων 1-3 και των 2-4 για μετακίνηση κατά την διεύθυνση y .



Σχήμα 8.30 Παραμορφωμένη και απαραμόρφωτη κατάσταση για μετακίνηση κατά y

$$T_{13} = EA \times \left(\frac{c_{13}}{c_0} - 1 \right)$$

$$T_{24} = EA \times \left(\frac{c_{24}}{c_0} - 1 \right)$$

Τα μήκη των παραμορφωμένων καλωδίων c_{13} , c_{24} υπολογίζονται από τους τύπους:

$$c_{13} = \sqrt{(a + u)^2 + (b - w)^2 + d^2}$$

$$c_{24} = \sqrt{(a - u)^2 + (b - w)^2 + d^2}$$

Αντικαθιστώντας τις παραπάνω τιμές στις παραπάνω σχέσεις προκύπτει:

$$T_{13} = EA \left[\frac{\frac{\sqrt{(a + u)^2 + (b - w)^2 + d^2}}{c}}{1 + \frac{T}{EA}} - 1 \right]$$

$$T_{24} = EA \left[\frac{\frac{\sqrt{(a - u)^2 + (b - w)^2 + d^2}}{c}}{1 + \frac{T}{EA}} - 1 \right]$$

Όπου c το απαραμόρφωτο μήκος όλων των καλωδίων:

$$c = \sqrt{a^2 + b^2 + d^2}$$

Άρα, η οριζόντια συνιστώσα της συνισταμένης των καλωδίων είναι:

$$H = 2T_{13} \times \left(\frac{a + u}{\sqrt{(a + u)^2 + (b - w)^2 + d^2}} \right) - 2T_{24} \times \left(\frac{a - u}{\sqrt{(a - u)^2 + (b - w)^2 + d^2}} \right)$$

Αναπτύσσοντας τη συνάρτηση $H(u)$ κατά Taylor και αμελώντας, κάνοντας θεώρηση μικρών μετακινήσεων, τους όρους τάξεως μεγαλύτερης του u^2 και την κατακόρυφη βύθιση w προκύπτει η παρακάτω σχέση:

$$H = \left[4EA \left(\frac{a^2}{c^2} \right) + 4T \right] \times \frac{u}{c}$$

Επομένως, η σταθερά του ισοδύναμου ελατηρίου θα προκύψει αν θέσουμε στην παραπάνω σχέση μοναδιαία μετακίνηση $u=1$. Η σταθερά K_{eq} υπολογίζεται άρα ως εξής:

$$K_{eq} = 4 \left[EA \left(\frac{a^2}{c^2} \right) + T \right] \times \frac{1}{c}$$

Η παραπάνω σχέση μπορεί να τροποποιηθεί χρησιμοποιώντας τον τύπο του Dishinger για να ληφθεί υπόψη η μη γραμμικότητα που προκαλεί η κρέμαση του καλωδίου λόγω του ιδίου βάρους του στη δυσκαμψία του.

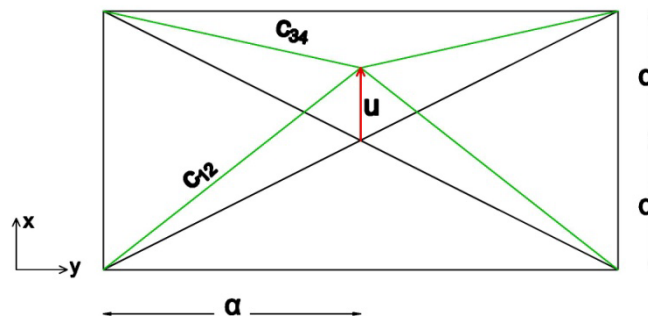
$$EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{T_p} \right)^2 \frac{EA}{12T_p}}$$

Τελικά,

$$K_{eqy} = 4 \left[\left(\frac{a}{c} \right)^2 EA_{eq} + T \right] \times \frac{1}{c}, \text{ όπου } EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{T_p} \right)^2 \frac{EA}{12T_p}} \quad (8.3)$$

8.3.1.2 Ισοδύναμο ελατήριο κατά x

Η λύση θα προκύψει λαμβάνοντας υπόψη την παραμορφωμένη και απαραμόρφωτη κατάσταση του φορέα σε κάτοψη (Σχήμα 8.31). Λόγω της συμμετρίας που εμφανίζει αυτή η διάταξη θεωρούμε όμοια τη συμπεριφορά των καλωδίων 1-2 και των 3-4 για μετακίνηση κατά την διεύθυνση x.



Σχήμα 8.31 Παραμορφωμένη και απαραμόρφωτη κατάσταση για μετακίνηση κατά x

$$T_{12} = EA \times \left(\frac{c_{12}}{c_0} - 1 \right)$$

$$T_{34} = EA \times \left(\frac{c_{34}}{c_0} - 1 \right)$$

Τα μήκη των παραμορφωμένων καλωδίων c_{12} , c_{34} υπολογίζονται από τους τύπους:

$$c_{12} = \sqrt{a^2 + (b - w)^2 + (d + u)^2}$$

$$c_{34} = \sqrt{a^2 + (b - w)^2 + (d - u)^2}$$

Αντικαθιστώντας τις παραπάνω τιμές στις προηγούμενες σχέσεις προκύπτει:

$$T_{12} = EA \left[\frac{\frac{\sqrt{a^2 + (b - w)^2 + (d + u)^2}}{c}}{1 + \frac{T}{EA}} - 1 \right]$$

$$T_{34} = EA \left[\frac{\frac{\sqrt{a^2 + (b - w)^2 + (d - u)^2}}{c}}{1 + \frac{T}{EA}} - 1 \right]$$

Όπου c το απαραμόρφωτο μήκος όλων των καλωδίων:

$$c = \sqrt{a^2 + b^2 + d^2}$$

Άρα, η οριζόντια συνιστώσα της συνισταμένης των καλωδίων είναι:

$$H = 2T_{12} \times \left(\frac{d + u}{\sqrt{a^2 + (b - w)^2 + (d + u)^2}} \right) - 2T_{34} \times \left(\frac{d - u}{\sqrt{a^2 + (b - w)^2 + (d - u)^2}} \right)$$

Αναπτύσσοντας τη συνάρτηση $H(u)$ κατά Taylor και αμελώντας, κάνοντας θεώρηση μικρών μετακινήσεων, τους όρους τάξεως μεγαλύτερης του u^2 και την κατακόρυφη βύθιση w προκύπτει η παρακάτω σχέση:

$$H = \left[4 \times EA \left(\frac{d^2}{c^2} \right) + 4 \times T \right] \times \frac{u}{c}$$

Επομένως, η σταθερά του ισοδύναμου ελατηρίου θα προκύψει αν θέσουμε στην παραπάνω σχέση μοναδιαία μετακίνηση $u=1$. Η σταθερά K_{eq} υπολογίζεται άρα ως εξής:

$$K_{eq} = 4 \left[EA \left(\frac{d^2}{c^2} \right) + T \right] \times \frac{1}{c}$$

Η παραπάνω σχέση μπορεί να τροποποιηθεί χρησιμοποιώντας τον τύπο του Dishinger για να ληφθεί υπόψη η μη γραμμικότητα που προκαλεί η κρέμαση του καλωδίου λόγω του ιδίου βάρους του στη δυσκαμψία του.

$$EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{T_p} \right)^2 \frac{EA}{12T_p}}$$

Τελικά,

$$K_{eqx} = 4 \left[\left(\frac{d}{c} \right)^2 EA_{eq} + T \right] \times \frac{1}{c}, \text{ όπου } EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{T_p} \right)^2 \frac{EA}{12T_p}} \quad (8.4)$$

8.3.2 Υπολογισμός P_{cr} με ορίζουσα ευστάθειας

Η αναλυτική λύση θα προκύψει επιλύοντας με την ίδια μέθοδο που εφαρμόστηκε στην ενότητα 8.2.3 (ορίζουσα ευστάθειας) τον ισοδύναμο φορέα του μοντέλου 2 ο οποίος αποτελείται από μια ράβδο και δύο ελατήρια στην κορυφή.

Αρχικά υπολογίζουμε τις σταθερές των ελατηρίων με βάση τους τύπους που προέκυψαν στην προηγούμενη ενότητα για τη διάταξη του δεύτερου μοντέλου:

- $a=100$ m
- $b=100$ m
- $2d=5$ m
- $c=\sqrt{100^2 + 100^2 + 2,5^2}=141,44$ m

$$K_{eqy}=3047,19 \text{ kN/m} \rightarrow k_y^+ = 50,25$$

$$K_{eqx}=18,43 \text{ kN/m} \rightarrow k_x^+ = 0,30$$

Από την αναλυτική επίλυση της ενότητας 8.2.3, επιλύοντας την εξίσωση λυγισμού για τις δύο διευθύνσεις και για τις ανωτέρω τιμές δυσκαμψίας ελατηρίων προκύπτει:

$$k_y^+ = 50,25 \rightarrow \beta = 0,72 \rightarrow P_{cry} = 115,21 \text{ MN (εντός επιπέδου λυγισμού)}$$

$$k_x^+ = 0,30 \rightarrow \beta = 1,91 \rightarrow P_{crx} = 16,43 \text{ MN (εκτός επιπέδου λυγισμού)}$$

Παρατηρείται βελτιωμένη συμπεριφορά του πυλώνα και κατά τις δύο διευθύνσεις. Οι πίνακες 8-3, 8-4 συνοψίζουν τα αποτελέσματα για τη συμπεριφορά του πυλώνα στο δεύτερο μοντέλο.

Πίνακας 8-3 Μεταβολή του κρίσιμου φορτίου ανάλογα με τις συνοριακές συνθήκες (εντός επιπέδου)

Συνοριακές Συνθήκες	Κρίσιμο φορτίο λυγισμού (MN)
Μονόπακτη	122,14
Πάκτωση - Καλώδια	115,21
Πρόβολος	14,96

Πίνακας 8-4 Μεταβολή του κρίσιμου φορτίου ανάλογα με τις συνοριακές συνθήκες (εκτός επιπέδου)

Συνοριακές Συνθήκες	Κρίσιμο φορτίο λυγισμού (MN)
Μονόπακτη	122,14
Πάκτωση - Καλώδια	16,43
Πρόβολος	14,96

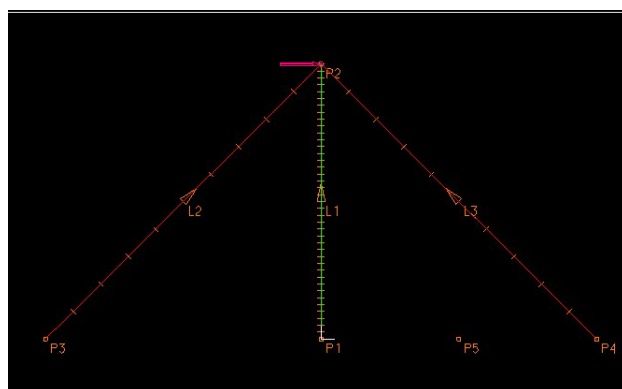
8.3.3 Επιβεβαίωση αναλυτικής λύσης

Όμοια με πριν επιχειρείται επιβεβαίωση των σχέσεων υπολογισμού της δυσκαμψίας των ισοδύναμων ελατηρίων που μπορούν να αντικαταστήσουν τα τέσσερα καλώδια του δεύτερου προσομοιώματος.

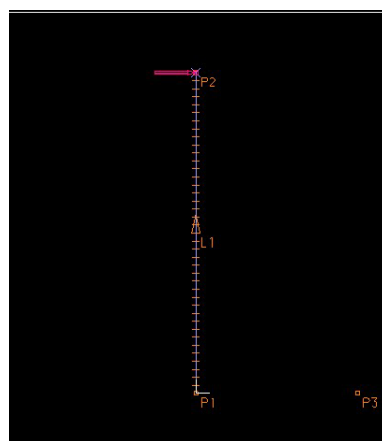
$$K_{eqy} = 4 \left[\left(\frac{a}{c} \right)^2 EA_{eq} + T \right] \times \frac{1}{c}, \text{ όπου } EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{Tp} \right)^2 \frac{EA}{12Tp}} \quad (8.5)$$

$$K_{eqx} = 4 \left[\left(\frac{d}{c} \right)^2 EA_{eq} + T \right] \times \frac{1}{c}, \text{ όπου } EA_{eq} = \frac{EA}{1 + \left(\frac{mga}{Tp} \right)^2 \frac{EA}{12Tp}} \quad (8.6)$$

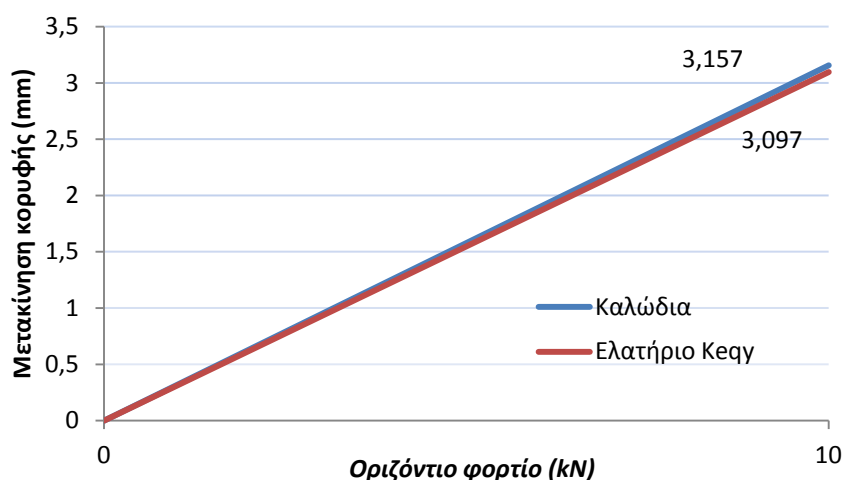
Στο δεύτερο προσομοίωμα ασκείται οριζόντιο φορτίο στην κορυφή του πυλώνα ίσο με 10 kN κατά τη διεύθυνση γ. Το ίδιο φορτίο ασκείται επίσης στον ισοδύναμο φορέα και συγκρίνονται τα αποτελέσματα της μετακίνησης της κορυφής προς επιβεβαίωση της σχέσης (8.2).



Σχήμα 8.32 Προσομοίωση με καλώδια (φορτίο κατά γ)

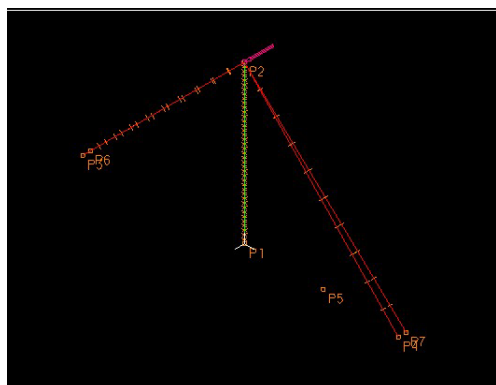


Σχήμα 8.33 Προσομοίωση με ελατήρια (φορτίο κατά γ)

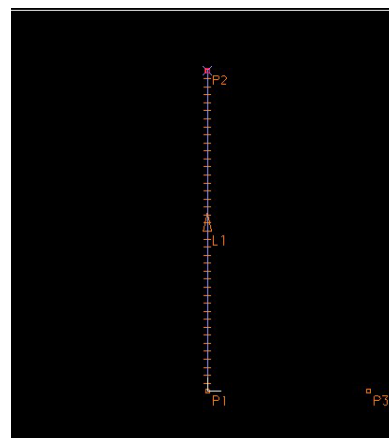


Σχήμα 8.34 Σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις δύο προσομοιώσεις

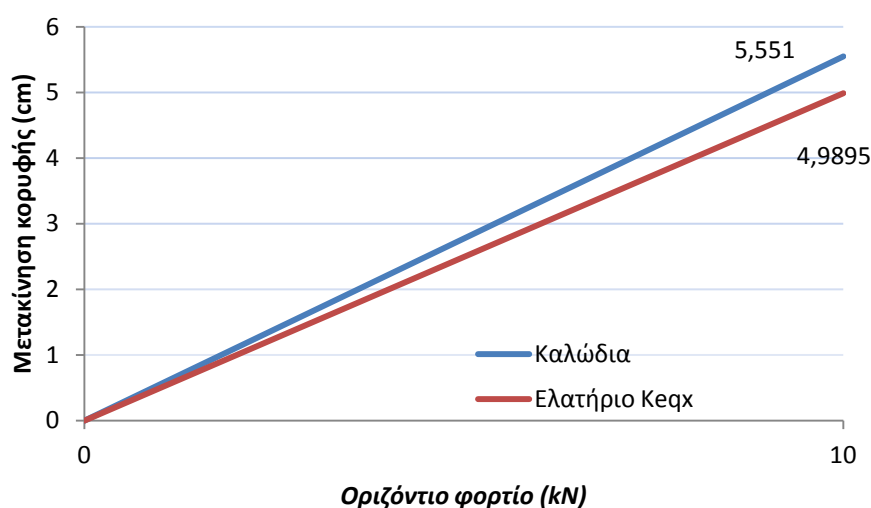
Στη συνέχεια ασκείται οριζόντιο φορτίο στην κορυφή του πυλώνα ίσο με 10 kN κατά τη διεύθυνση x . Το ίδιο φορτίο ασκείται επίσης στον ισοδύναμο φορέα και συγκρίνονται τα αποτελέσματα της μετακίνησης της κορυφής προς επιβεβαίωση της σχέσης (8.3).



Σχήμα 8.35 Προσομοίωση με καλώδια (φορτίο κατά x)



Σχήμα 8.36 Προσομοίωση με ελατήρια (φορτίο κατά x)

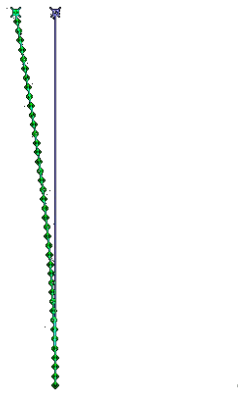


Σχήμα 8.37 Σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις δύο προσομοιώσεις

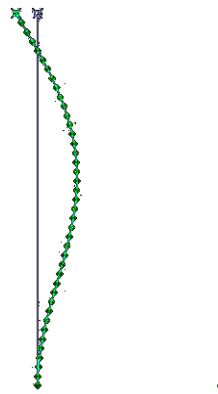
Τα αποτελέσματα που αφορούν στο λυγισμό κατά τον άξονα x , δηλαδή για τον λυγισμό εκτός επιπέδου εμφανίζουν μια μικρή απόκλιση της τάξης του 10%.

8.3.4 Γραμμική ανάλυση λυγισμού

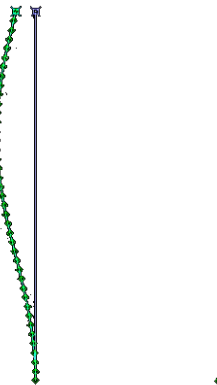
Προς επιβεβαίωση των παραπάνω αποτελεσμάτων ο ισοδύναμος φορέας με τα ελατήρια κατά τις δύο διευθύνσεις υποβλήθηκε σε γραμμικοποιημένη ανάλυση λυγισμού LBA, στο πρόγραμμα ADINA. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές καθώς και τα αντίστοιχα φορτία λυγισμού παρουσιάζονται στα επόμενα σχήματα.



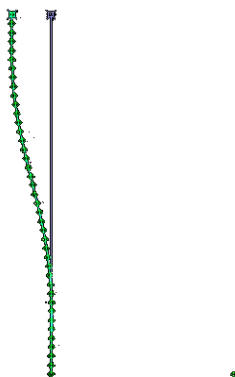
Σχήμα 8.38 Πρώτη ιδιομορφή λυγισμού για ελατήριο με $K=18,43$ kN/m.
Προκύπτει $P_{cr} = 16,46$ MN



Σχήμα 8.39 Πρώτη ιδιομορφή λυγισμού για ελατήριο με $K=3047,19$ kN/m.
Προκύπτει $P_{cr} = 115,1$ MN



Σχήμα 8.40 Δεύτερη ιδιομορφή λυγισμού για ελατήριο με $K=18,43$ kN/m.
Προκύπτει $P_{cr} = 134,7$ MN

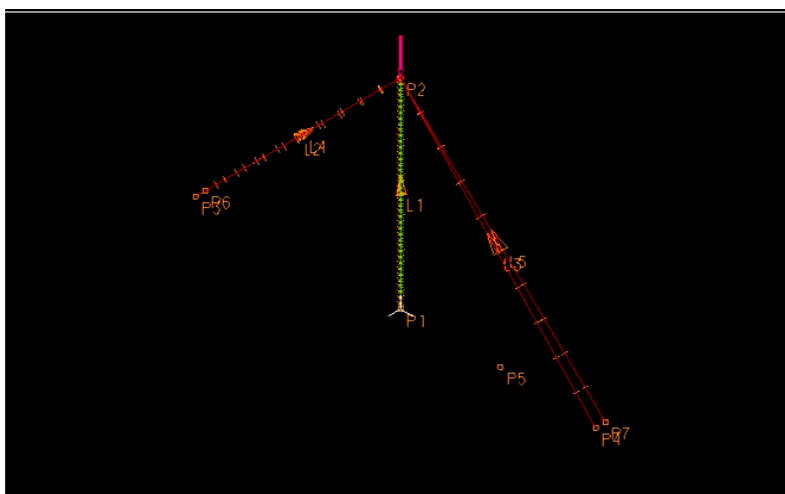


Σχήμα 8.41 Δεύτερη ιδιομορφή λυγισμού για ελατήριο με $K=3047,19 \text{ kN/m}$. Προκύπτει $P_{cr} = 279,3 \text{ MN}$

Οι θεωρητικές λύσεις της ενότητας 8.3.3 επιβεβαιώνονται απόλυτα από τις αριθμητικές αναλύσεις.

8.3.5 Μη γραμμικές αναλύσεις

Με το προσομοίωμα του δεύτερου μοντέλου που μορφώθηκε στο πρόγραμμα ADINA όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.42 πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές αναλύσεις με σκοπό τον ακριβέστερο εντοπισμό της συμπεριφοράς του φορέα.



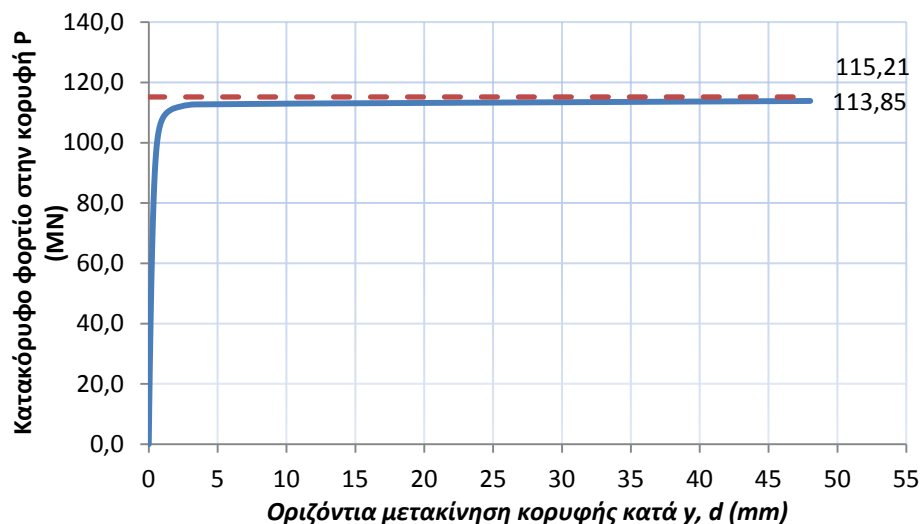
Σχήμα 8.42 Άποψη xyz προσομοιώματος στο ADINA

8.3.5.1 Μη γραμμική ανάλυση θεωρώντας επίπεδο πρόβλημα

Αρχικά, μελετάται η συμπεριφορά του πυλώνα για την περίπτωση που το πρόβλημα είναι επίπεδο δηλαδή κάνοντας την παραδοχή ότι ο πυλώνας μπορεί να λυγίσει μόνο μέσα στο επίπεδο του, επίπεδο yz. Για την εκτέλεση των μη γραμμικών αναλύσεων γεωμετρίας εισήχθη στον πυλώνα κατασκευαστική ατέλεια ασκώντας στην κορυφή του ένα πολύ μικρό οριζόντιο φορτίο ίσο με 1 kN κατά την διεύθυνση y.

Για την εκτέλεση των μη γραμμικών αναλύσεων γεωμετρίας εισήχθη στον πυλώνα κατασκευαστική ατέλεια ασκώντας στην κορυφή του ένα πολύ μικρό οριζόντιο φορτίο ίσο με 1 kN κατά την διεύθυνση y.

Το πρόγραμμα έδωσε δρόμους ισορροπίας από την επίλυση του φορέα με τη μέθοδο statics. Στο Σχήμα 8.43 που ακολουθεί παρουσιάζεται η μεταβολή του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου που ασκείται στην κορυφή του πυλώνα συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης που εμφανίζεται κατά τον άξονα y . Συγκριτικά στο διάγραμμα φαίνεται και η τιμή που προέκυψε από την ανάλυση LBA.

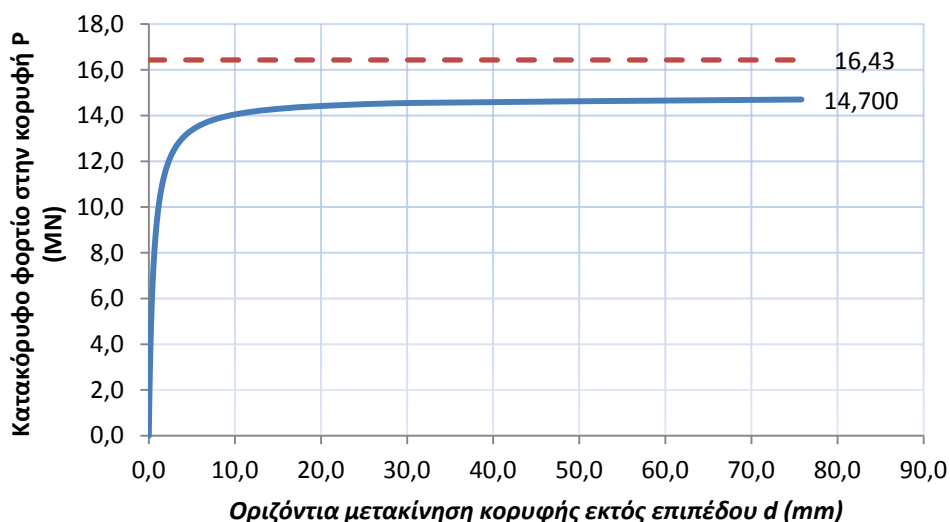


Σχήμα 8.43 Δρόμος ισορροπίας κορυφής εντός επιπέδου

8.3.5.2 Μη γραμμική ανάλυση θεωρώντας το πρόβλημα στο χώρο

Το πρόβλημα σε αυτή την ενότητα αντιμετωπίζεται ως χωρικό με αδέσμευτους όλους τους βαθμούς ελευθερίας επιτρέποντας στον πυλώνα να λυγίσει προς την άλλη διεύθυνση, κάθετα στο επίπεδο του.

Όμοια με πριν για την εκτέλεση των μη γραμμικών αναλύσεων γεωμετρίας εισήχθη στον πυλώνα κατασκευαστική ατέλεια ασκώντας στην κορυφή του ένα πολύ μικρό οριζόντιο φορτίο ίσο με 1 kN κατά την διεύθυνση x ταυτόχρονα.



Σχήμα 8.44 Δρόμος ισορροπίας κορυφής εκτός επιπέδου

Παρατηρείται απόκλιση στα δύο αποτελέσματα. Από τη μη γραμμική ανάλυση προκύπτει ότι τα καλώδια δεν εξασφαλίζουν τον πυλώνα ούτε με τη συγκεκριμένη διάταξη. Υπενθυμίζεται φορτίο λυγισμού προβόλου ίσο με 14,96 MN. Υπολογίζοντας αυτή την απόκλιση ποσοστιαία προκύπτει ίση με 10,5%. Η ίδια περίπου απόκλιση προέκυψε και κατά την επιβεβαίωση της αναλυτικής λύσης στην ενότητα 8.3.4.

9 Παραμετρική διερεύνηση κρίσιμου φορτίου λυγισμού

Στο προηγούμενο κεφάλαιο αποδείχθηκε ότι για τα δύο απλοποιημένα συστήματα πυλών-καλωδίων που εξετάστηκαν μπορεί να θεωρηθεί ένα ισοδύναμο σύστημα στο οποίο τα καλώδια έχουν αντικατασταθεί από ένα μετακινησιακό ελατήριο με κατάλληλη δυσκαμψία. Για το πρώτο μοντέλο, με τα δύο καλώδια, η δυσκαμψία υπολογίζεται ως εξής:

$$K_{eq} = 2 \left[\left(\frac{a}{c} \right)^2 EA_{eq} + \left(1 + \frac{a^2}{c^2} \right) T \right] \times \frac{1}{c} \quad (8.1)$$

Για το δεύτερο μοντέλο με τα τέσσερα καλώδια υπολογίζεται ως εξής:

$$K_{eqy} = 4 \left[\left(\frac{a}{c} \right)^2 EA_{eq} + T \right] \times \frac{1}{c} \quad (8.3)$$

$$K_{eqx} = 4 \left[\left(\frac{d}{c} \right)^2 EA_{eq} + T \right] \times \frac{1}{c} \quad (8.4)$$

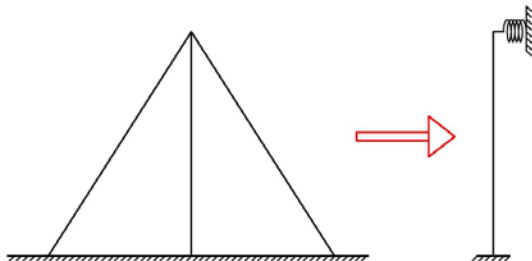
Από τις παραπάνω εκφράσεις γίνεται φανερό ότι η δυσκαμψία των καλωδίων και κατά συνέπεια ο βαθμός επιρροής τους στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα εξαρτάται από τους παρακάτω παράγοντες:

- Την κλίση των καλωδίων a , b , d
- Τη διατομή τους A
- Τη δύναμη προέντασης τους T

Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζεται ο τρόπος εξάρτησης του κρίσιμου φορτίου λυγισμού του πυλώνα από κάθε μία παράμετρο για το κάθε μοντέλο ξεχωριστά. Στην συνέχεια, με δεδομένες τις εκφράσεις που δημιουργήσαμε για τα K_{eq} επιχειρείται η διεύρυνση της εφαρμογής τους σε κάποια πιο σύνθετα αλλά ρεαλιστικά συστήματα πυλών-καλωδίων.

9.1 Πρώτο προσομοίωμα

Το πρώτο μοντέλο αποτελείται από την διάταξη του σχήματος 9.1



Σχήμα 9.1 Αντικατάσταση των δύο καλωδίων με ελατήριο κατάλληλης δυσκαμψίας K_{eq}

Από τη θεωρητική λύση που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα τα οποία συνοψίζονται στους επόμενους πίνακες με τα αντίστοιχα διαγράμματα.

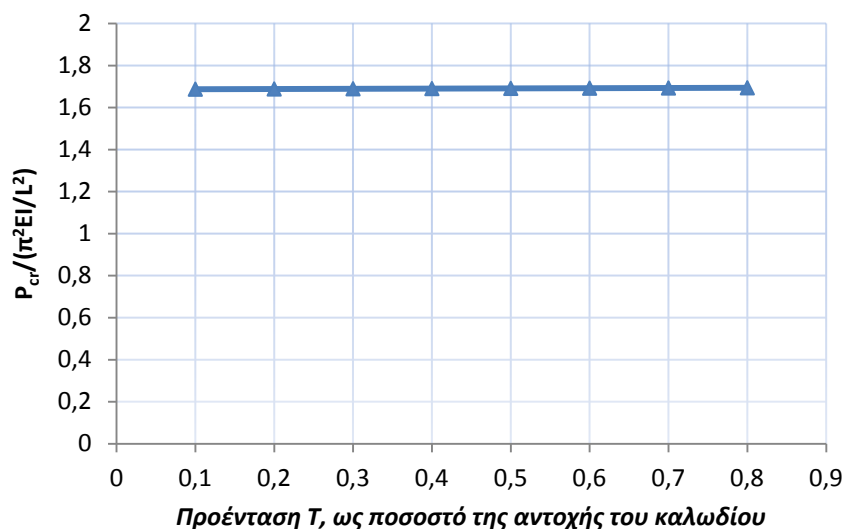
9.1.1 Επιρροή δύναμης προέντασης

Υπολογίστηκε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα για τιμές της δύναμης προέντασης που κυμαίνονται από το 10% - 80% της εφελκυστικής αντοχής των καλωδίων. Η αντοχή των καλωδίων είναι ίση με 873 MPa. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 9-1.

Πίνακας 9-1 Επιρροή της δύναμης προέντασης στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα

Ποσοστό	Δύναμη προέντασης	Φορτίο λυγισμού
	T (kN)	P_{cr} (MN)
10%	116,982	100,9783
20%	233,964	101,0351
30%	350,946	101,092
40%	467,928	101,1484
50%	584,91	101,2044
60%	701,892	101,2603
70%	818,874	101,3159
80%	935,856	101,3712

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο Σχήμα 9.2. Το P_{cr} είναι αδιαστατοποιημένο ως προς το φορτίο λυγισμού της αμφιέρειστης.

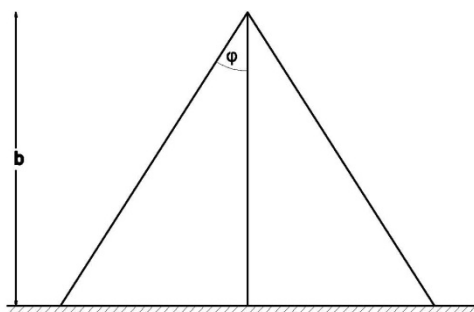


Σχήμα 9.2 Επίρροή προέντασης

Παρατηρείται πολύ μικρή αύξηση του φορτίου από 100,95 MN σε 101,4 MN το οποίο εκφράζεται ποσοστιαία $(101,37 - 100,97)/100,97 = 0,4\%$ για αύξηση της τιμής της προέντασης κατά 70%. Συμπεραίνουμε ότι η δύναμη προέντασης δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου το φορτίο λυγισμού.

9.1.2 Επίρροή της κλίσης των καλωδίων

Υπολογίζεται το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα για μεταβολή της κλίσης των καλωδίων από 20° έως 65° (Σχήμα 9.3). Η διάσταση που μεταβάλλεται σταδιακά είναι το α όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.4. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 9-2.

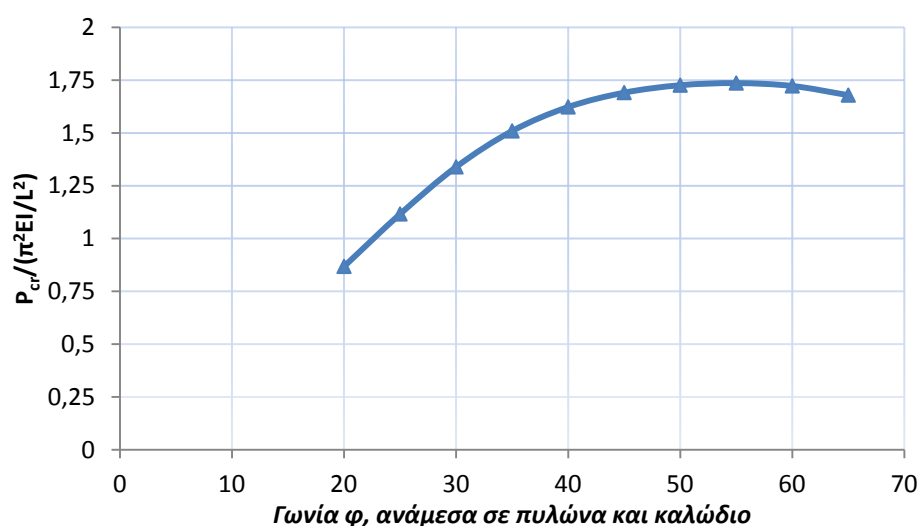


Σχήμα 9.3 Γωνία ϕ

Πίνακας 9-2 Επιρροή της κλίσης των καλωδίων στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα

Γωνία ϕ°	α (m)	b (m)	Φορτίο λυγισμού
			P_{cr} (MN)
20	36,39702	100	51,96028
25	46,63077	100	66,82067
30	57,73503	100	80,15853
35	70,02075	100	90,34419
40	83,90996	100	97,14612
45	100	100	101,2067
50	119,1754	100	103,3123
55	142,8148	100	103,911
60	173,2051	100	103,0944
65	214,4507	100	100,4934

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο Σχήμα 9.4. Το P_{cr} είναι αδιαστατοποιημένο ως προς το φορτίο λυγισμού της αμφιέριστης.



Σχήμα 9.4 Επιρροή της κλίσης των καλωδίων

Παρατηρείται ότι καθώς αυξάνεται η γωνία ανάμεσα στον πυλώνα και το καλώδιο το φορτίο λυγισμού αυξάνεται για γωνία από 20 έως 50 ενώ από 50 έως 65 μειώνεται με αργό ρυθμό δηλαδή σχεδόν δεν επηρεάζεται. Η αύξηση που εμφανίζεται ποσοστιαία είναι ίση με $(103,91 - 51,96) / 51,96 = 100\%$ για αύξηση της γωνίας κατά 150%.

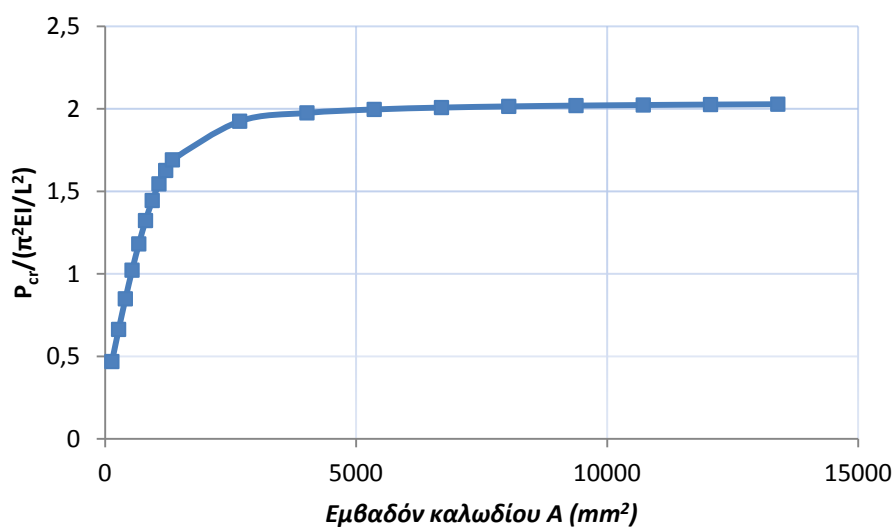
9.1.3 Επιρροή της διαμέτρου των καλωδίων

Υπολογίζεται το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα για μεταβολή του εμβαδού του καλωδίου για ένα μεγάλο εύρος τιμών. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον επόμενο Πίνακας 9-3.

Πίνακας 9-3 Επιρροή του εμβαδού των καλωδίων στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα

Εμβαδόν Α (mm ²)	EA _{eq}	P _{cr} (MN)
134	21440	28,04839
268	42880	39,69571
402	64320	50,79523
536	85759,99	61,18465
670	107200	70,71039
804	128640	79,17586
938	150079,9	86,44659
1072	171519,9	92,48068
1206	192959,8	97,34863
1340	214399,8	101,1956
2680	428796,1	115,2074
4020	643180,4	118,2326
5360	857537,9	119,4841
6700	1071848	120,163
8040	1286086	120,5883
9380	1500218	120,8794
10720	1714207	121,0911
12060	1928010	121,2519
1340	2141577	121,3781

Τα παραπάνω αποτελέσματα συνοψίζονται στο επόμενο διάγραμμα (Σχήμα 9.5)



Σχήμα 9.5 Επιρροή του εμβαδού των καλωδίων

9.1.4 Συμπεράσματα

Από την διερεύνηση που αναλύθηκε παραπάνω προκύπτουν επιγραμματικά τα εξής συμπεράσματα:

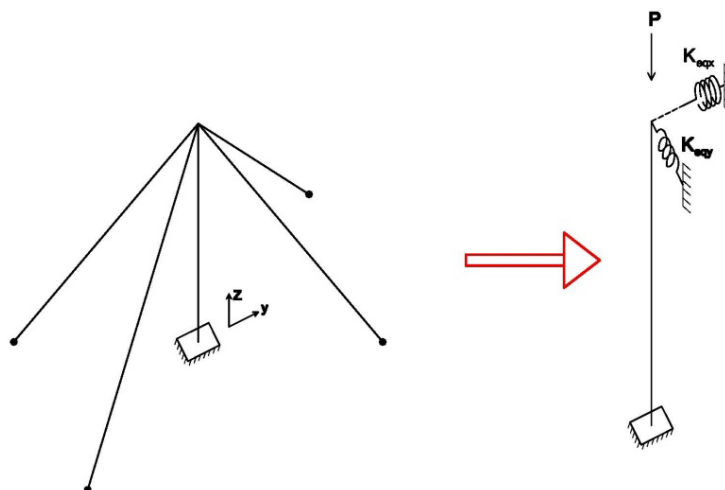
- Η δύναμη με την οποία έχουν προενταθεί τα καλώδια δεν επηρεάζει την συμπεριφορά του πυλώνα σε λυγισμό. Μεγαλύτερη δύναμη προέντασης δεν συνεπάγεται και μεγαλύτερο κρίσιμο φορτίο λυγισμού όπως αναμενόταν.
- Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού επηρεάζεται αρκετά από την κλίση των καλωδίων. Μεγαλύτερη κλίση συνεπάγεται και μεγαλύτερη πλευρική εξασφάλιση στον πυλώνα.

Πιο αποτελεσματική κλίση καλωδίου είναι οι 50° για τις οποίες προκύπτει το μέγιστο φορτίο λυγισμού. Για αύξηση της κλίσης πέρα από τις 50° δεν εμφανίζεται σημαντική διαφορά.

- Το κρίσιμο φορτίο επηρεάζεται έντονα από τη διατομή του καλωδίου που επιλέγεται. Όσο μεγαλώνει η διάμετρος τόσο το κρίσιμο φορτίο τείνει προς αυτό της μονόπακτης.

9.2 Δεύτερο προσομοίωμα

Το δεύτερο μοντέλο αποτελείται από τη διάταξη του Σχήματος 9.5.



Σχήμα 9.6 Αντικατάσταση των τεσσάρων καλωδίων με δύο ελατήρια κατάλληλης δυσκαμψίας

Από τη θεωρητική λύση που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα για τον λυγισμό εντός επιπέδου (διεύθυνση y) και εκτός επιπέδου (διεύθυνση x) τα οποία συνοψίζονται στους επόμενους πίνακες με τα αντίστοιχα διαγράμματα.

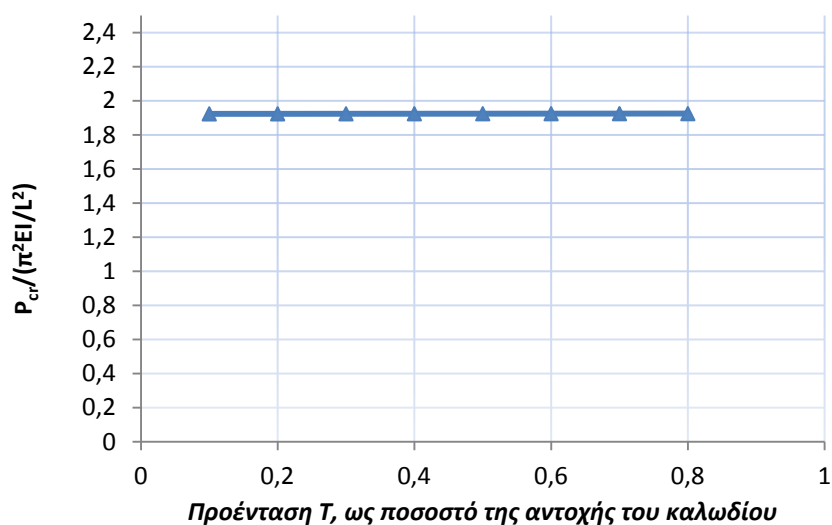
9.2.1 Επιρροή της δύναμης προέντασης

Για δύναμη προέντασης που κυμαίνεται από 10% - 80% της εφελκυστικής αντοχής του καλωδίου. Η αντοχή των καλωδίων είναι ίση με 873 MPa. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 9-3 και 9-4.

Πίνακας 9-4 Επιρροή της δύναμης προέντασης στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού εντός επιπέδου

Ποσοστό	Δύναμη προέντασης T (kN)	Φορτίο λυγισμού P _{cr} (MN)
10%	116,982	115,1252
20%	233,964	115,1357
30%	350,946	115,1471
40%	467,928	115,1585
50%	584,91	115,1698
60%	701,892	115,181
70%	818,874	115,1922
80%	935,856	115,2034

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο Σχήμα 9.5. Το P_{cr} είναι αδιαστατοποιημένο ως προς το φορτίο λυγισμού της αμφιέριστης.



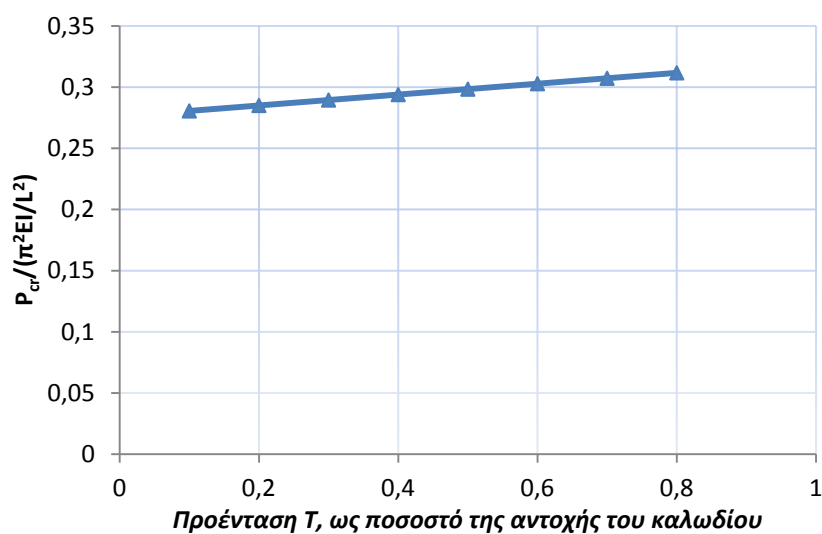
Σχήμα 9.7 Επιρροή της δύναμης προέντασης (εντός επιπέδου)

Παρατηρείται όπως και στο πρώτο μοντέλο ότι η τιμή του φορτίου λυγισμού εντός επιπέδου σχεδόν καθόλου δεν επηρεάζεται από την αύξηση της δύναμης προέντασης.

Πίνακας 9-5 Επιρροή της δύναμης προέντασης στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού εκτός επιπέδου

Ποσοστό	Δύναμη προέντασης T (kN)	Φορτίο λυγισμού P _{cr} (MN)
10%	116,982	16,79101
20%	233,964	17,05757
30%	350,946	17,32406
40%	467,928	17,59036
50%	584,91	17,85649
60%	701,892	18,12245
70%	818,874	18,38824
80%	935,856	18,65386

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο Σχήμα 9.6. που ακολουθεί .

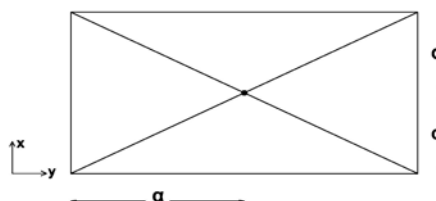


Σχήμα 9.8 Επιρροή της δύναμης προέντασης (εκτός επιπέδου)

Προκύπτει ποσοστιαία αύξηση του κρίσιμου φορτίου λυγισμού εκτός επιπέδου ίση με $(18,65 - 16,79)/16,79 = 11\%$, για αύξηση της τιμής της προέντασης κατά 70%.

9.2.2 Επιρροή πλάτους d

Μελετάται η επιρροή της αύξησης του πλάτους $2d$ (Σχήμα 9.7). Οι τιμές που δίνονται κυμαίνονται από 2 - 20 m. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 9-5 και 9-6.

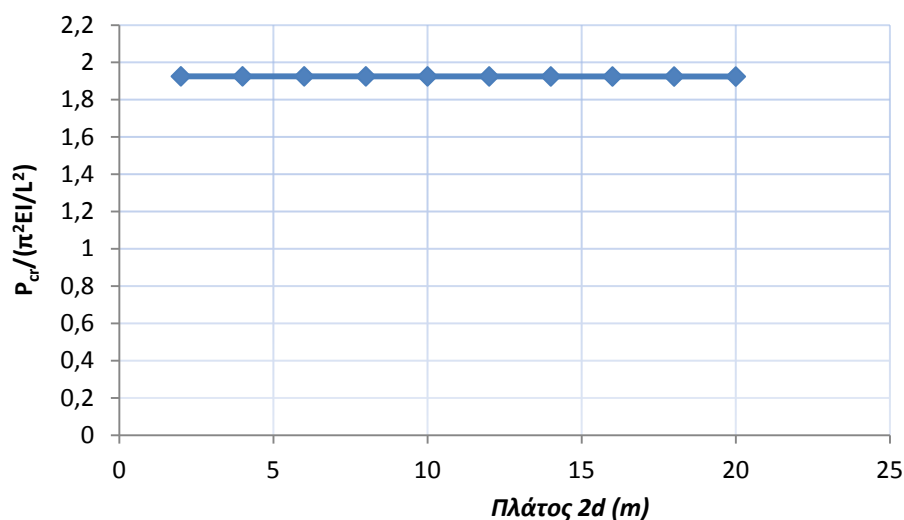


Σχήμα 9.9 Τέσσερα καλώδια σε κάτοψη σε απόσταση $2d$ (πλάτος καταστρώματος)

Πίνακας 9-6 Επιρροή του πλάτους $2d$ στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού εντός επιπέδου

Πλάτος $2d$ (m)	C (m)	Φορτίο λυγισμού P_{cr} (MN)
2	141,4249	115,2189
4	141,4355	115,2181
6	141,4532	115,2129
8	141,4779	115,2073
10	141,5097	115,2001
12	141,5486	115,1915
14	141,5945	115,1812
16	141,6474	115,1695
18	141,7074	115,1566
20	141,7745	115,1447

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 9.8). Το P_{cr} είναι αδιαστατοποιημένο ως προς το φορτίο λυγισμού της αμφιέριστης.



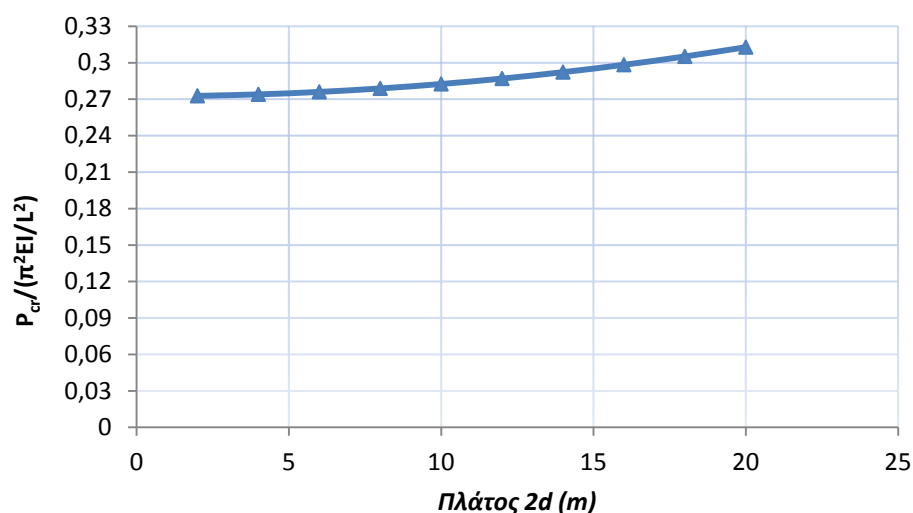
Σχήμα 9.10 Επιρροή του πλάτους $2d$ (εντός επιπέδου)

Το κρίσιμο φορτίο για λυγισμό εντός επιπέδου τείνει να μειωθεί αλλά δεν εμφανίζεται ουσιαστική μεταβολή.

Πίνακας 9-7 Επιρροή του πλάτους 2d στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού εκτός επιπέδου

Πλάτος 2d (m)	C (m)	Φορτίο λυγισμού P_{cr} (MN)
2	141,4249	16,32525
4	141,4355	16,39857
6	141,4532	16,52076
8	141,4779	16,69161
10	141,5097	16,91092
12	141,5486	17,17826
14	141,5945	17,49375
16	141,6474	17,8566
18	141,7074	18,26641
20	141,7745	18,72273

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 9.9) Το P_{cr} είναι αδιαστατοποιημένο ως προς το φορτίο λυγισμού της αμφιέρειστης.



Σχήμα 9.11 Επιρροή του πλάτους 2d (εκτός επιπέδου)

Παρατηρείται ποσοστιαία αύξηση του κρίσιμου φορτίου λυγισμού εκτός επιπέδου ίση με $(18,72 - 16,32) / 16,32 = 15\%$ για αύξηση του πλάτους κατά 90%

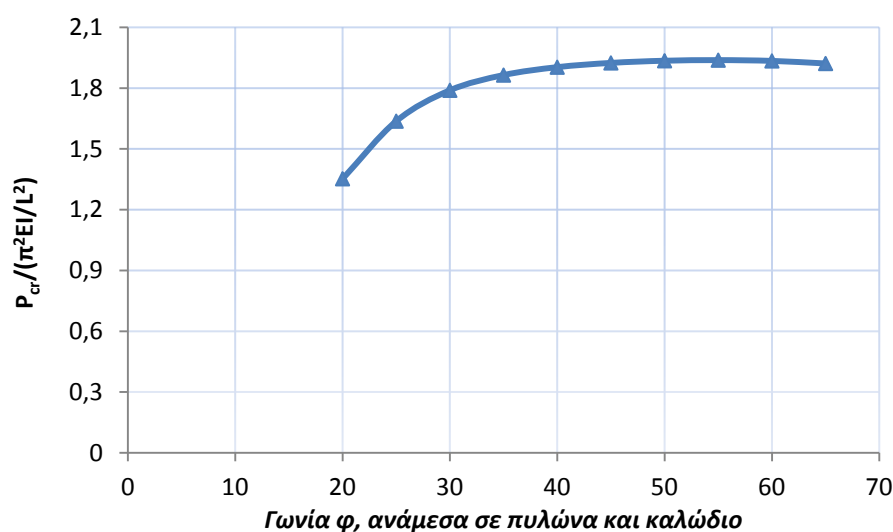
9.2.3 Επιρροή της κλίσης των καλωδίων

Υπολογίζεται το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του πυλώνα για μεταβολή της κλίσης των καλωδίων από 20° έως 65°. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 9-8 και 9-9.

Πίνακας 9-8 Επιρροή της κλίσης των καλωδίων στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού εντός επιπέδου

Γωνία ϕ°	a (m)	b (m)	Φορτίο λυγισμού
			P_{cr} (MN)
20	36,39702	100	51,96028
25	46,63077	100	66,82067
30	57,73503	100	80,15853
35	70,02075	100	90,34419
40	83,90996	100	97,14612
45	100	100	101,2067
50	119,1754	100	103,3123
55	142,8148	100	103,911
60	173,2051	100	103,0944
65	214,4507	100	100,4934

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 9.10). Το P_{cr} είναι αδιαστατοποιημένο ως προς το φορτίο λυγισμού της αμφιέρειστης.



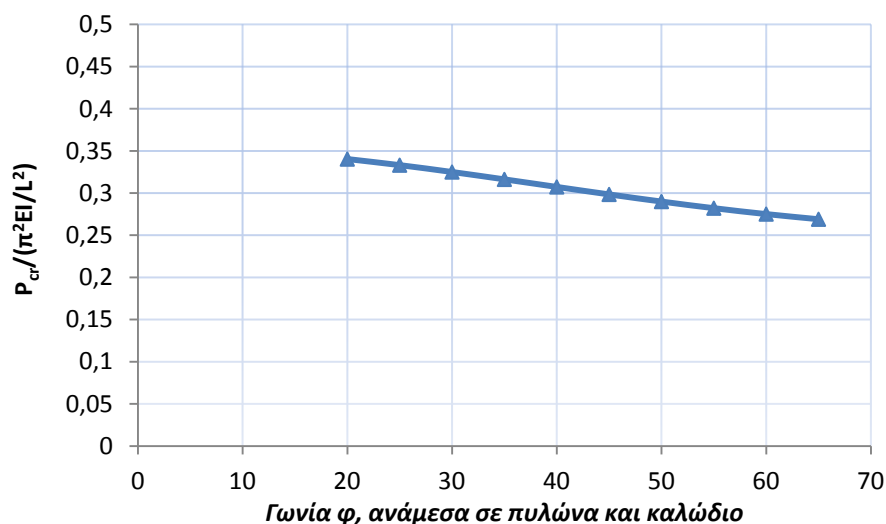
Σχήμα 9.12 Επιρροή της κλίσης των καλωδίων (εντός επιπέδου)

Παρατηρείται ότι καθώς αυξάνεται η γωνία ανάμεσα στον πυλώνα και το καλώδιο το φορτίο λυγισμού αυξάνεται για γωνία από 20 έως 50 ενώ από 50 έως 65 μειώνεται με αργό ρυθμό δηλαδή σχεδόν σταθεροποιείται από τις 50° και πάνω. Η αύξηση είναι ίση με $(103,91 - 51,96) / 51,96 = 100\%$ για μεταβολή της γωνίας κατά 150%.

Πίνακας 9-9 Επιρροή της κλίσης των καλωδίων στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού εκτός επιπέδου

Γωνία ϕ°	a (m)	b (m)	Φορτίο λυγισμού P_{cr} (MN)
20	36,39702	100	20,36495
25	46,63077	100	19,93374
30	57,73503	100	19,44638
35	70,02075	100	18,92403
40	83,90996	100	18,38766
45	100	100	17,8566
50	119,1754	100	17,34966
55	142,8148	100	16,88111
60	173,2051	100	16,46147
65	214,4507	100	16,09654

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 9.10)



Σχήμα 9.13 Επιρροή της κλίσης των καλωδίων (εκτός επιπέδου)

Υπολογίζεται η ποσοστιαία μείωση που παρατηρείται στο φορτίο λυγισμού εκτός επιπέδου $(16,096 - 20,36) / 20,36 = -21\%$ για αύξηση της γωνίας κατά 150%.

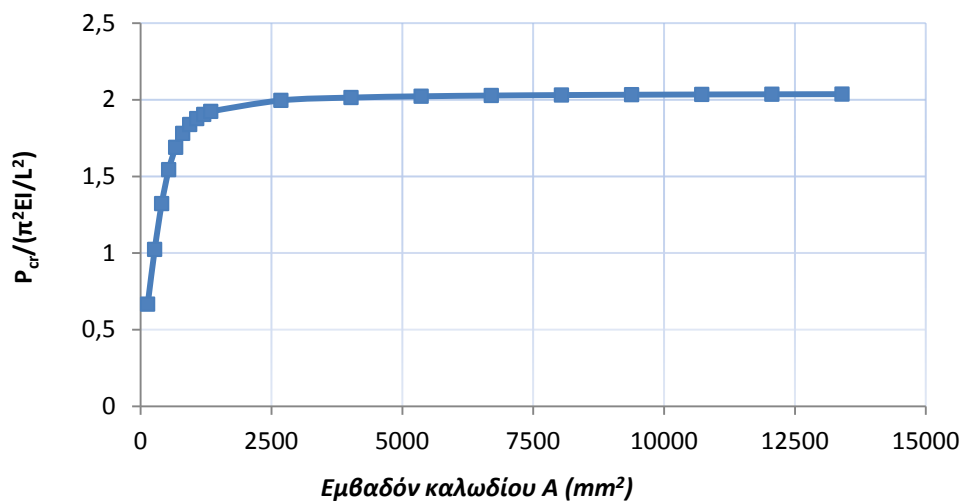
9.2.4 Επιρροή της διαμέτρου του καλωδίου

Παρουσιάζεται η μεταβολή του κρίσιμου φορτίου λυγισμού εντός και εκτός επιπέδου για μεταβολή του εμβαδού του καλωδίου για ένα μεγάλο εύρος τιμών. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες και στα αντίστοιχα διαγράμματα.

Πίνακας 9-10 Επιρροή του εμβαδού του καλωδίου στο P_{cr} εντός επιπέδου

Εμβαδόν Α (mm ²)	EA _{eq}	P _{cr} (MN)
134	21440	39,9005
268	42880	61,27717
402	64320	79,16625
536	85759,99	92,42262
670	107200	101,1361
804	128640	106,5788
938	150079,9	110,0454
1072	171519,9	112,3581
1206	192959,8	113,9793
1340	214399,8	115,1668
2680	428796,1	119,4697
4020	643180,4	120,5797
5360	857537,9	121,0853
6700	1071848	121,3742
8040	1286086	121,561
9380	1500218	121,6916
10720	1714207	121,7882
12060	1928010	121,8623
13400	2141577	121,9186

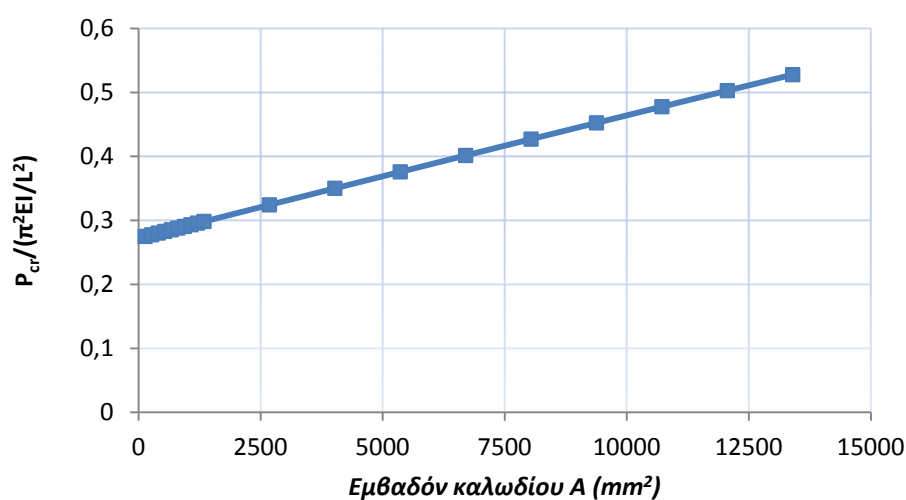
Τα παραπάνω απεικονίζονται στο παρακάτω διάγραμμα, Σχήμα 9.14

**Σχήμα 9.14** Επιρροή του εμβαδού των καλωδίων στο φορτίο λυγισμού (εντός επιπέδου)

Πίνακας 9-11 Επιρροή του εμβαδού του καλωδίου στο P_{cr} εκτός επιπέδου

Εμβαδόν Α (mm ²)	EA _{eq}	P _{cr} (MN)
134	21440	16,45471
268	42880	16,61063
402	64320	16,76657
536	85759,99	16,92246
670	107200	17,07829
804	128640	17,23406
938	150079,9	17,38978
1072	171519,9	17,54544
1206	192959,8	17,70105
1340	214399,8	17,8563
2680	428796,1	19,40894
4020	643180,4	20,95526
5360	857537,9	22,49563
6700	1071848	24,02826
8040	1286086	25,55597
9380	1500218	27,07571
10720	1714207	28,58977
12060	1928010	30,09085
13400	2141577	31,58541

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο διάγραμμα, Σχήμα 9.15



Σχήμα 9.15 Επιρροή του εμβαδού των καλωδίων (εκτός επιπέδου)

9.2.5 Συμπεράσματα

Από τη διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε παραπάνω προκύπτουν επιγραμματικά τα εξής συμπεράσματα:

- Η τιμή του κρίσιμου φορτίου λυγισμού, εντός επιπέδου, σχεδόν καθόλου δεν επηρεάζεται από την μεταβολή της δύναμης προέντασης, ενώ το κρίσιμο φορτίο

λυγισμού, εκτός επιπέδου, εμφανίζει μικρή αύξηση για αύξηση της δύναμης προέντασης.

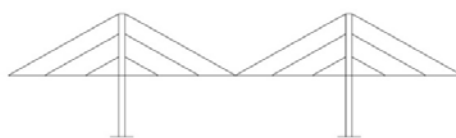
- Η αύξηση της κλίσης των καλωδίων βελτιώνει τη συμπεριφορά του πυλώνα εντός επιπέδου. Αντίθετα το φορτίο λυγισμού εκτός επιπέδου μειώνεται.
- Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού εκτός επιπέδου δεν εμφανίζει σημαντική βελτίωση για αύξηση του πλάτους του καταστρώματος. Το φορτίο λυγισμού εντός επιπέδου φαίνεται πως δεν επηρεάζεται.
- Η αύξηση της διαμέτρου των καλωδίων βελτιώνει έντονα την συμπεριφορά του πυλώνα.

10 Μελέτη χαρακτηριστικών παραδειγμάτων

Στο τελευταίο κεφάλαιο εξετάζονται τέσσερα χαρακτηριστικά συστήματα πυλών-καλωδίων τα οποία συναντώνται πολλές φορές στις καλωδιωτές γέφυρες σήμερα. Επιχειρείται με τον τρόπο αυτό να διερευνηθεί πώς τα αποτελέσματα που προέκυψαν στα προηγούμενα κεφάλαια σχετικά με τον λυγισμό του πυλώνα μπορούν να εφαρμοστούν σε πιο σύνθετες αλλά ρεαλιστικές περιπτώσεις με σκοπό τη γενίκευση των αποτελεσμάτων αυτών.

10.1 Γενικά για τις διατάξεις καλωδίωσης

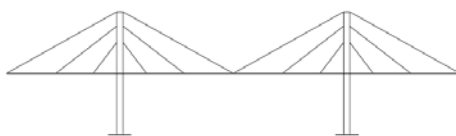
Στις καλωδιωτές γέφυρες η επιλογή της διάταξης των καλωδίων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Η τελική επιλογή επηρεάζει τόσο τη στατική λειτουργία του φορέα, την οικονομικότητα, τη μέθοδο κατασκευής όσο και την αισθητική. Κατά τη διαμήκη έννοια η σύνδεση πυλώνων καταστρώματος επιτυγχάνεται μέσω της καλωδίωσης, η οποία συνήθως έχει τη μορφή μιας από τις παρακάτω διατάξεις οι οποίες φαίνονται στα Σχήματα 10.1 - 10.4.



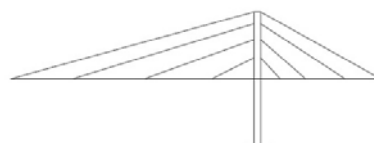
Σχήμα 10.1 Παράλληλη διάταξη (harp)



Σχήμα 10.2 Ακτινωτή διάταξη (radial- fan)



Σχήμα 10.3 Ημιακτινωτή διάταξη (semi- harp)



Σχήμα 10.4 Ασύμμετρη διάταξη (asymmetric pattern)

Εικόνες από τις διατάξεις καλωδίωσης καλωδιωτών γεφυρών φαίνονται στις Εικόνες 10-1 και 10-2.



Εικόνα 10.1 Παράλληλη διάταξη στη γέφυρα Penobscot Narrows Bridge



Εικόνα 10.2 Ημιακτινωτή διάταξη στη γέφυρα Millau Viaduct

Συγκρίνοντας τις διάφορες διατάξεις προκύπτει ότι η Ακτινωτή διάταξη έχει ως αποτέλεσμα την εισαγωγή μικρότερων οριζόντιων δυνάμεων στο κατάστρωμα και την μέτρια καμπτική καταπόνηση του πυλώνα. Αντίθετα, προκαλείται ένα σοβαρό κατασκευαστικό πρόβλημα στην κορυφή του πυλώνα όπου αγκυρώνονται τα καλώδια. Όσον αφορά στην Παράλληλη διάταξη θεωρείται πως υπερέχει αισθητικά έναντι των άλλων διατάξεων έχει όμως το μειονέκτημα ότι εισάγει μεγαλύτερες θλιπτικές δυνάμεις στο κατάστρωμα εξαιτίας της μικρότερης γωνίας που σχηματίζουν τα καλώδια με την οριζόντιο. Ένα ακόμη πλεονέκτημα της Παράλληλης διάταξης είναι η καλύτερη των τάσεων καθ ύψος του πυλώνα. Η Ημιακτινωτή διάταξη συνδυάζει τα πλεονεκτήματα των δύο παραπάνω τύπων καλωδίωσης.

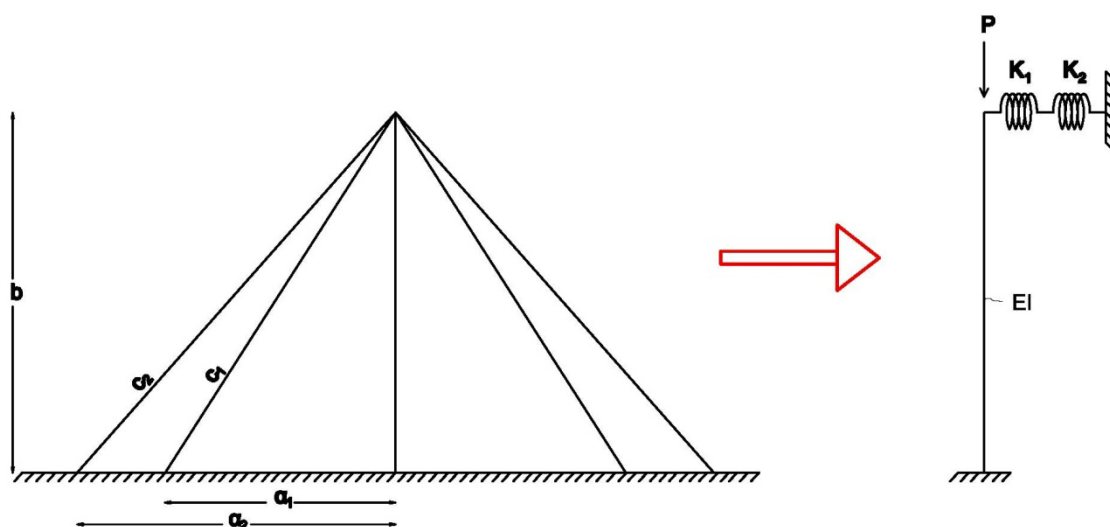
Η καθ' ύψος αγκύρωση των καλωδίων στον πυλώνα και η αυξημένη γωνία καλωδίων - καταστρώματος δημιουργούν πολλά πλεονεκτήματα. Με τον τρόπο αυτό η Ημιακτινωτή διάταξη αποτελεί την πιο διαδεδομένη επιλογή στις σύγχρονες καλωδιωτές γέφυρες. Τέλος, η Ασύμμετρη διάταξη εφαρμόζεται συχνά σε καλωδιωτές γέφυρες με ένα πυλώνα και ιδίως σε πεζογέφυρες.

Στα παραδείγματα που ακολουθούν αρχικά υπολογίζεται το φορτίο λυγισμού με γραμμική θεωρία λυγισμού (ορίζουσα ευστάθειας ή LBA ADINA) θεωρώντας κατάλληλη δυσκαμψία ελατηρίου που διαφέρει ανάλογα με τη διάταξη. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA και συγκρίνονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις δύο μεθόδους.

10.2 Χαρακτηριστικές διατάξεις προς μελέτη

Διάταξη 1

Η πρώτη διάταξη που μελετάται αποτελείται από ένα πυλώνα και τέσσερα καλώδια τοποθετημένα σε Ακτινωτή διάταξη και σε ένα μόνο επίπεδο Σχήμα 10.5. Δημιουργείται το αντίστοιχο ισοδύναμο σύστημα χωρίς καλώδια αλλά με δύο μετακινησιακά ελατήρια τα οποία είναι τοποθετημένα παράλληλα στην κορυφή του πυλώνα (Σχήμα 10.5) και οι δυσκαμψίες τους μπορούν να προστεθούν.



Σχήμα 10.5 Ακτινωτή διάταξη σε ένα επίπεδο και ισοδύναμο σύστημα με ελατήρια

Συνολική δυσκαμψία $K_{eq} = K_1 + K_2$

Υπολογισμός K_1 :

- $\theta_1 = 40^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από την εξίσωση (8.1) $K_1 = 1369,86$ kN/m

Υπολογισμός K_2 :

- $\theta_2 = 40^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από την εξίσωση (8.1) $K_2 = 1661,56$ kN/m

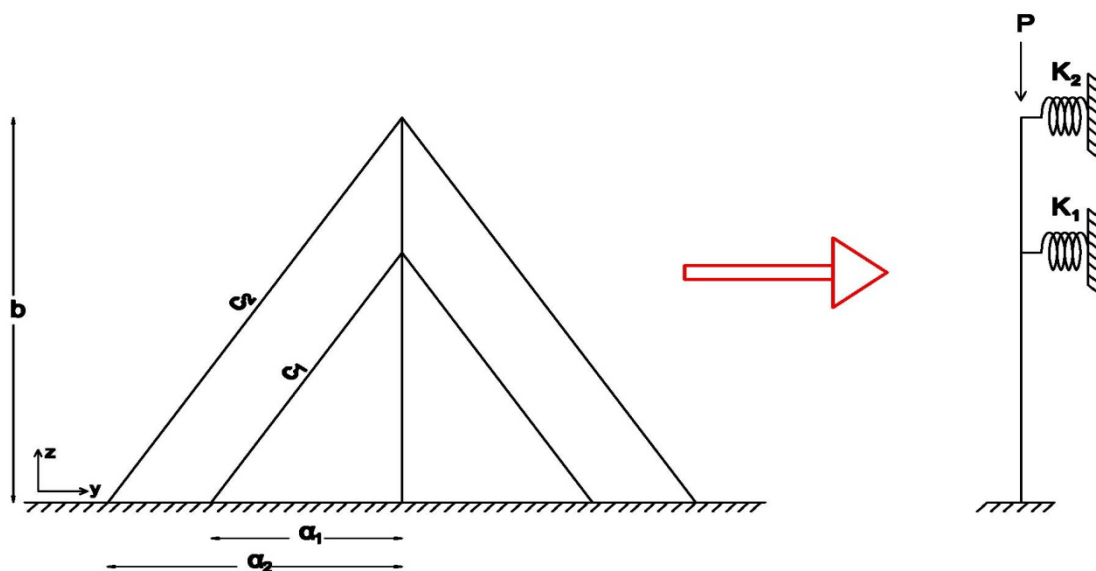
Άρα, $K_{eq} = K_1 + K_2 = 1369,86 + 1661,56 = 3031,42$ kN/m

Προκύπτει, $P_{cr} = 115,162$ MN από γραμμική θεωρία λυγισμού.

Πραγματοποιώντας μη γραμμική ανάλυση στο αντίστοιχο μοντέλο που δημιουργήθηκε στο ADINA προέκυψε ο δρόμος ισορροπίας που θα παρουσιαστεί στην επόμενη ενότητα (Σχήμα 10.9).

Διάταξη 2

Η δεύτερη διάταξη που μελετάται αποτελείται από ένα πυλώνα και τέσσερα καλώδια τα οποία είναι τοποθετημένα παράλληλα, ένα σε κάθε στάθμη και σε ένα μόνο επίπεδο (Σχήμα 10.6). Δημιουργείται το αντίστοιχο ισοδύναμο σύστημα χωρίς καλώδια αλλά με δύο μετακινησιακά ελατήρια τα οποία είναι τοποθετημένα σε διαφορετικό ύψος στον πυλώνα (Σχήμα 10.6).



Σχήμα 10.6 Παράλληλη διάταξη σε ένα επίπεδο και ισοδύναμο σύστημα με ελατήρια

Υπολογισμός K_1 :

- $\theta_1 = 45^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $\alpha_1 = 75$ m
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από την εξίσωση (8.1) $K_1 = 2037,93$ kN/m

Υπολογισμός K_2 :

- $\theta_2 = 45^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $\alpha_2 = 100$ m
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

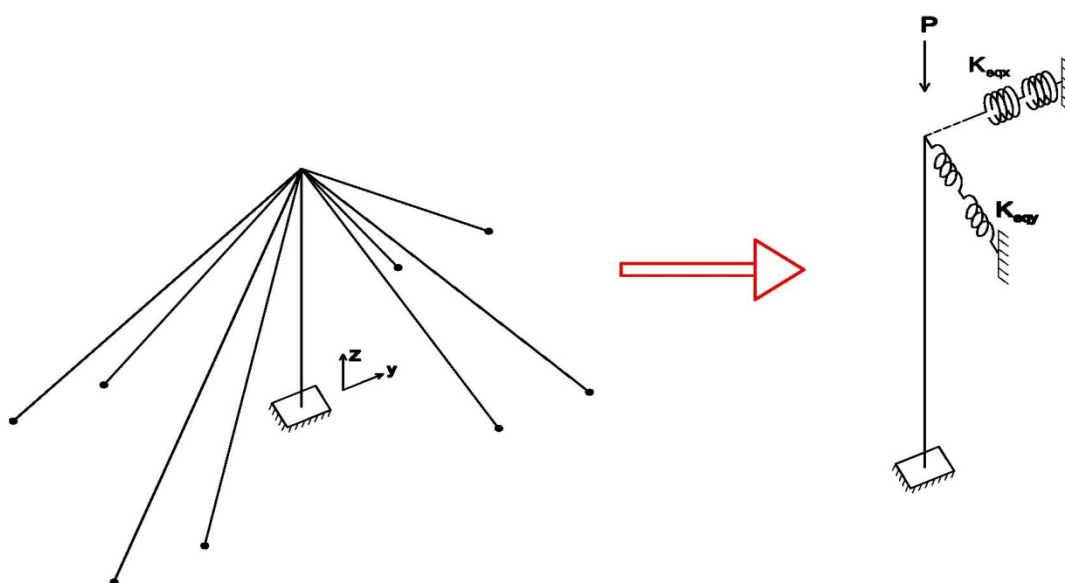
Από την εξίσωση (8.1) $K_2 = 1528,44 \text{ kN/m}$

Πραγματοποιείται γραμμική ανάλυση λυγισμού του ισοδύναμου συστήματος στο ADINA και προκύπτει $P_{cr} = 101,3 \text{ MN}$ για την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού που μας ενδιαφέρει.

Πραγματοποιώντας μη γραμμική ανάλυση στο μοντέλο με τα καλώδια που δημιουργήθηκε στο ADINA και προέκυψε ο δρόμος ισορροπίας (Σχήμα 10.10) που φαίνεται στην επόμενη ενότητα.

Διάταξη 3

Η τρίτη διάταξη που μελετάται αποτελείται από ένα πυλώνα και οχτώ καλώδια τα οποία είναι τοποθετημένα συμμετρικά σε ακτινωτή διάταξη και σε δύο επίπεδα (Σχήμα 10.7). Δημιουργείται το αντίστοιχο ισοδύναμο σύστημα χωρίς καλώδια αλλά με τέσσερα μετακινησιακά ελατήρια τοποθετημένα ανά δύο και μεταξύ τους κάθετα (Σχήμα 10.7)



Σχήμα 10.7 Ακτινωτή διάταξη σε δύο επίπεδα και ισοδύναμο σύστημα με ελατήρια

Συνολική δυσκαμψία :

$$K_{eqx} = K_{1x} + K_{2x}$$

$$K_{eqy} = K_{1y} + K_{2y}$$

Υπολογισμός K_{1x} :

- $\theta_1 = 40^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $T=50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από εξίσωση (8.3) $K_{1x} = 42,42 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός K_{2x} :

- $\theta_1 = 55^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $T=50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από εξίσωση (8.3) $K_{2x} = 23,73 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός K_{1y} :

- $\theta_1 = 40^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $T=50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από εξίσωση (8.2) $K_{1y} = 2717,06 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός K_{2y} :

- $\theta_1 = 55^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $T=50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από εξίσωση (8.2) $K_{2x} = 3303,70 \text{ kN/m}$

Άρα,

$$K_{eqx} = K_{1x} + K_{2x} = 6020,77 \text{ kN/m}$$

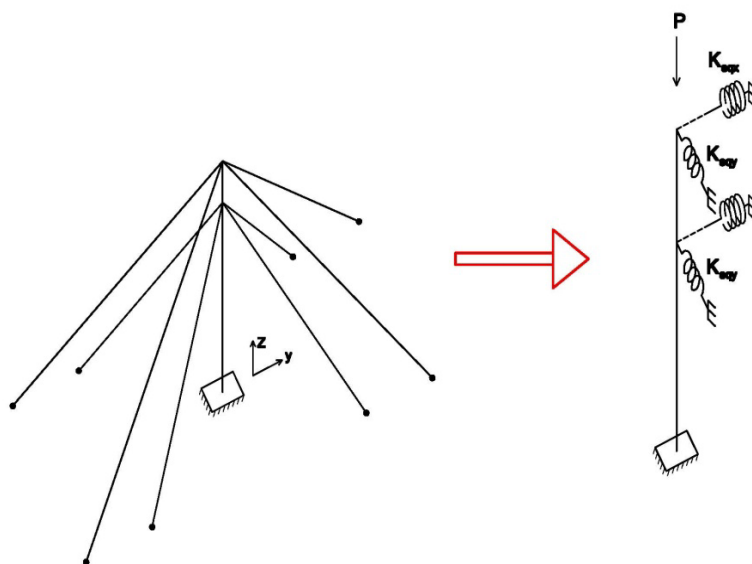
$$K_{eqy} = K_{1y} + K_{2y} = 65,65 \text{ kN/m}$$

Προκύπτει , $P_{cry}=119,45 \text{ MN}$ και $P_{crx}=20,25 \text{ MN}$ από γραμμική θεωρία λυγισμού.

Πραγματοποιώντας στη συνέχεια μη γραμμική ανάλυση στο μοντέλο με τα καλώδια που δημιουργήθηκε στο ADINA προέκυψε ο δρόμος ισορροπίας του (Σχήμα 10.11, Σχήμα 10.12) που φαίνεται στην επόμενη ενότητα.

Διάταξη 4

Η τέταρτη διάταξη που μελετάται αποτελείται από ένα πυλώνα και οχτώ καλώδια τα οποία είναι τοποθετημένα συμμετρικά σε Παράλληλη διάταξη και σε δύο επίπεδα (Σχήμα 10.8). Δημιουργείται το αντίστοιχο ισοδύναμο σύστημα χωρίς καλώδια αλλά με τέσσερα μετακινησιακά ελατήρια τοποθετημένα ανά δύο και κάθετα μεταξύ τους σε διαφορετικά σημεία καθ' ύψος του πυλώνα.



Σχήμα 10.8 Παράλληλη διάταξη σε δύο επίπεδα και ισοδύναμο σύστημα με ελατήρια

Υπολογισμός K_{1x} :

- $\theta_1 = 45^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $\alpha_1 = 75 \text{ m}$
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από την εξίσωση (8.3) $K_{1x} = 67,60 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός K_{1y} :

- $\theta_1 = 45^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $\alpha_1 = 75 \text{ m}$
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από την εξίσωση (8.2) $K_{1y} = 4030,50 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός K_{2x} :

- $\theta_2 = 45^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $\alpha_2 = 100 \text{ m}$
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από την εξίσωση (8.3) $K_{2x} = 35,83 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός K_{2y} :

- $\theta_2 = 45^\circ$ γωνία μεταξύ πυλώνα και καλωδίου
- $\alpha_2 = 100 \text{ m}$
- $T = 50\%$ Αντοχής = 584,91 kN

Από την εξίσωση (8.2) $K_{2y} = 3034,09 \text{ kN/m}$

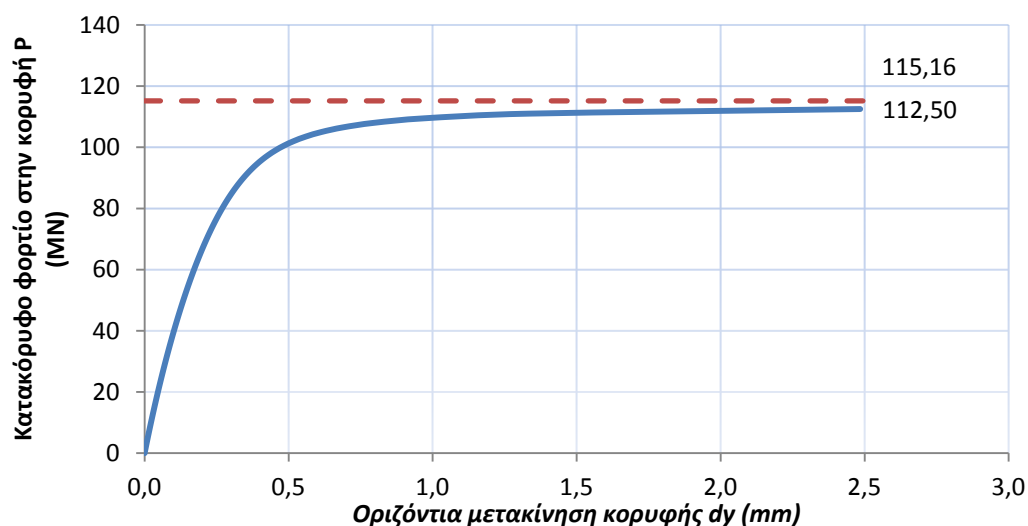
Πραγματοποιείται γραμμική ανάλυση λυγισμού του ισοδύναμου συστήματος στο ADINA και προκύπτει $P_{cry} = 123,4 \text{ MN}$ και $P_{cry} = 19,87 \text{ MN}$ για την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού που μας ενδιαφέρει.

Πραγματοποιώντας στη συνέχεια μη γραμμική ανάλυση στο μοντέλο με τα καλώδια που δημιουργήθηκε στο ADINA προέκυψε ο δρόμος ισορροπίας (Σχήμα 10.13, Σχήμα 10.14) που φαίνεται στην επόμενη ενότητα.

10.3 Αποτελέσματα- Συμπεράσματα

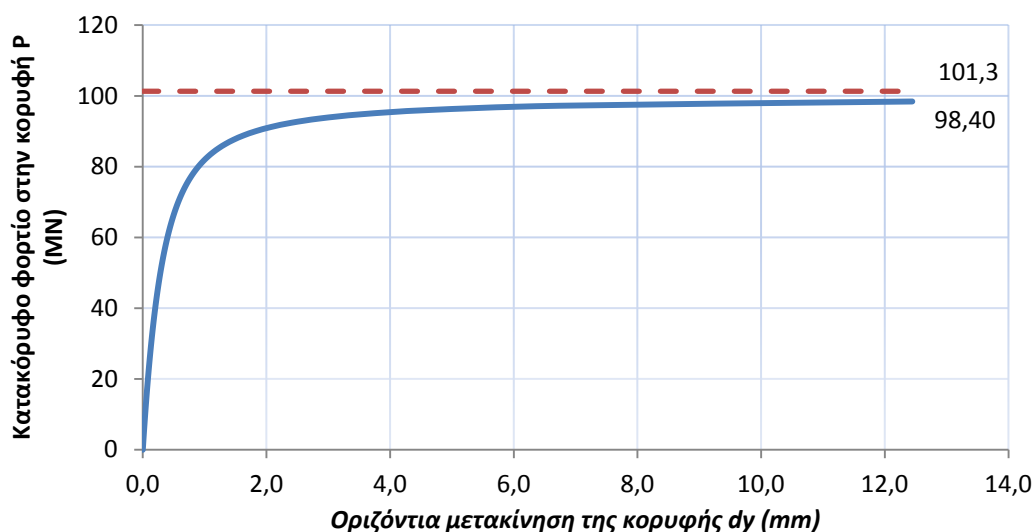
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων, δηλαδή οι δρόμοι ισορροπίας, σε σύγκριση με το κρίσιμο φορτίο λυγισμού που υπολογίζεται με γραμμική μέθοδο είτε αναλυτικά (ορίζουσα ευστάθειας) στα παραδείγματα 1, 3 όπου είναι δυνατό είτε από ανάλυση LBA στο πρόγραμμα ADINA για τα παραδείγματα 2, 4.

Διάταξη 1



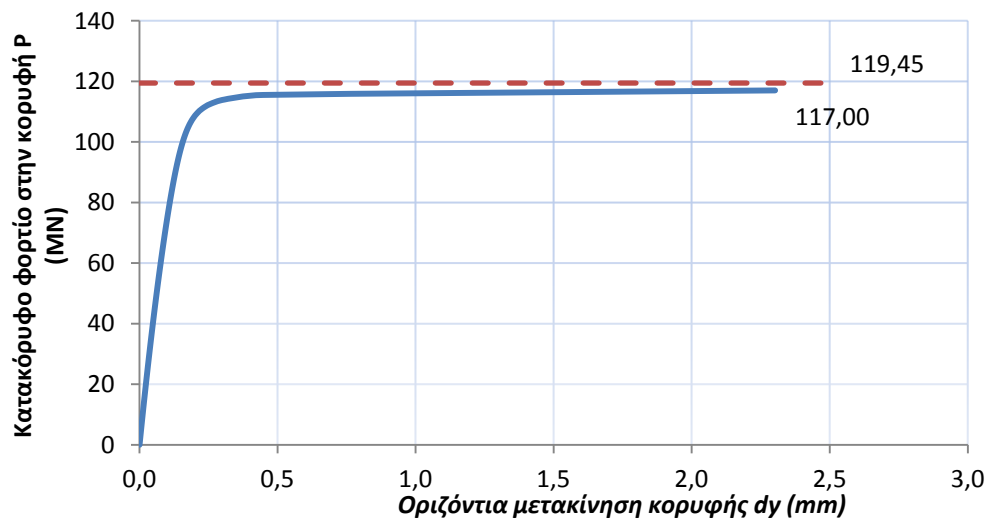
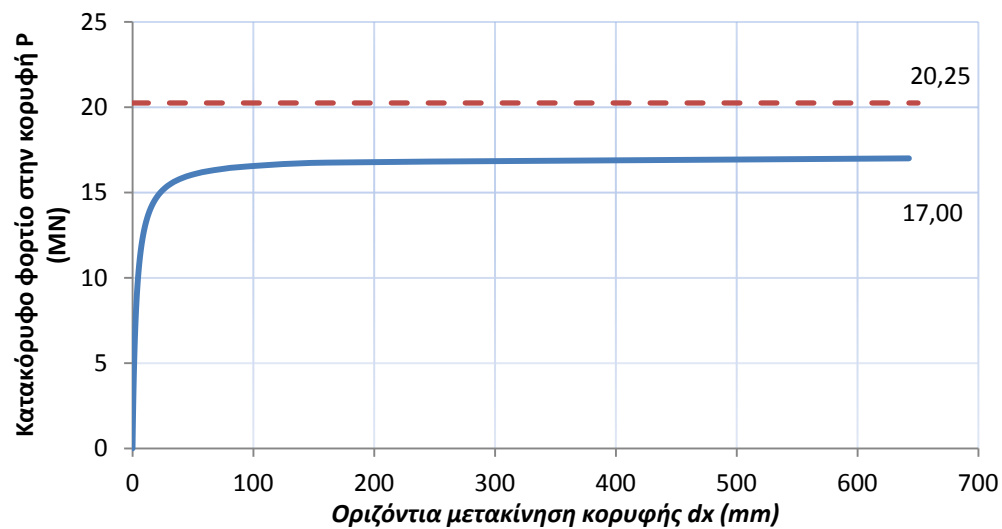
Σχήμα 10.9 Δρόμος ισορροπίας μη γραμμικής ανάλυσης και P_{cr} από γραμμική θεωρία

Διάταξη 2

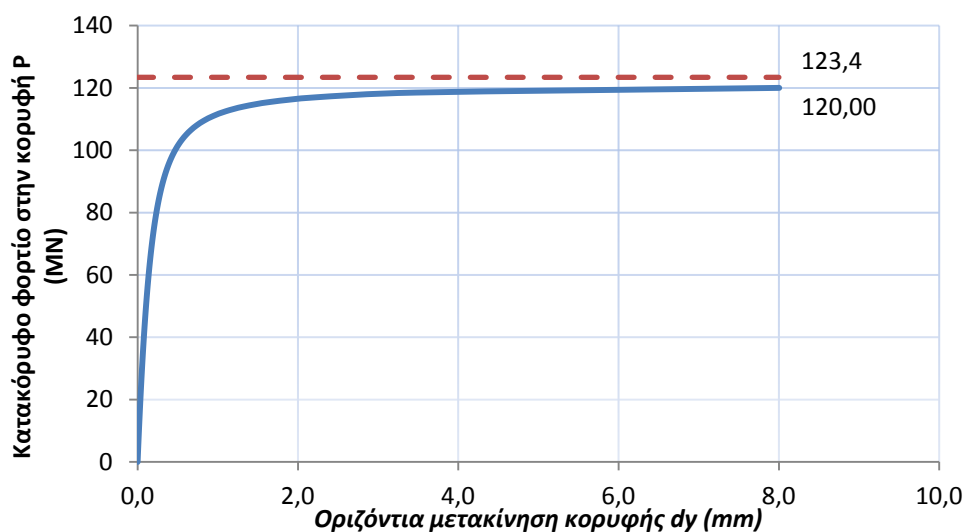
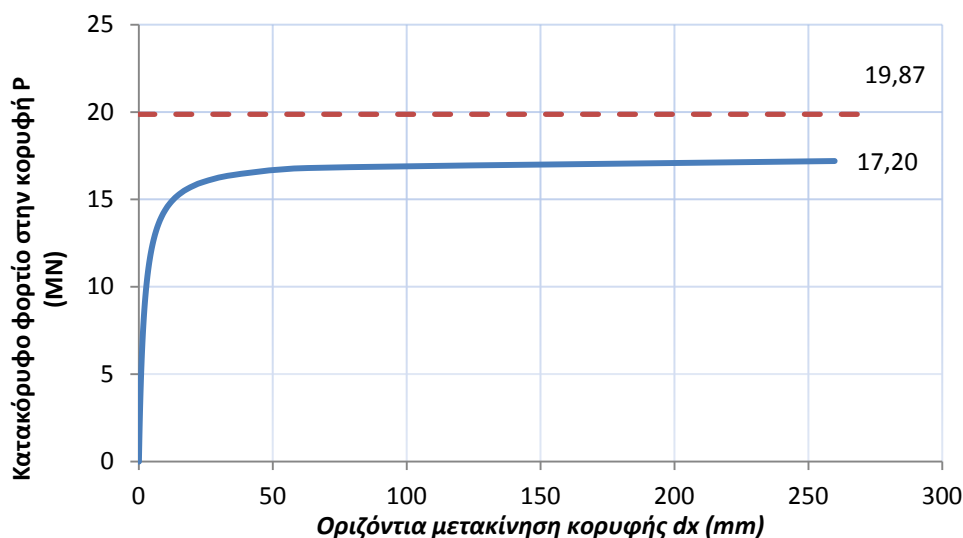


Σχήμα 10.10 Δρόμος ισορροπίας μη γραμμικής ανάλυσης και P_{cr} από γραμμική θεωρία

Διάταξη 3

Σχήμα 10.11 Δρόμος ισορροπίας μη γραμμικής ανάλυσης και P_{cr} από γραμμική θεωρία (εντός επιπέδου)Σχήμα 10.12 Δρόμος ισορροπίας μη γραμμικής ανάλυσης και P_{cr} από γραμμική θεωρία (εκτός επιπέδου)

Διάταξη 4

Σχήμα 10.13 Δρόμος ισορροπίας μη γραμμικής ανάλυσης και P_{cr} από γραμμική θεωρία (εντός επιπέδου)Σχήμα 10.14 Δρόμος ισορροπίας μη γραμμικής ανάλυσης και P_{cr} από γραμμική θεωρία (εκτός επιπέδου)

Τα αποτελέσματα της ενότητας 8 μπορούν να γενικευθούν και να εφαρμοστούν με μεγάλη ακρίβεια για τον υπολογισμό του φορτίου λυγισμού εντός επιπέδου. Παρόλα αυτά, μένει ακόμη να διερευνηθεί σε τι οφείλεται η απόκλιση, της τάξεως των 10%, στα αποτελέσματα που αφορούν το λυγισμό εκτός επιπέδου. Ακόμη, θα πρέπει να μελετηθεί, και να ληφθεί υπόψη σε επόμενο στάδιο, τί ποσοστό της αξονικής του πυλώνα προέρχεται από τη δύναμη που αναπτύσσεται στα καλώδια και πώς αυτή έχει επηρεάσει τα αποτελέσματα που έχουν ήδη εξαχθεί.

Βιβλιογραφία

1. EN 1993-1-11:2006: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών, Μέρος 1-11 Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκούμενα μέλη
2. EN 1998- 1: 2004, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
3. EN 1998- 2: 2005, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες
4. EN1993-2: 2006 Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες
5. Χ. Γαντές, Καθηγητής ΕΜΠ, "Σημειώσεις για το μάθημα: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΛΩΔΙΩΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΜΕΜΒΡΑΝΩΝ "
6. Χ. Γαντές, Κ. Κουλάτσου, " Προσδιορισμός θέσεων, διατομών, και προεντάσεων καλωδίων ανηρτημένου στεγάστρου λυκείου Αριστοτέλους"
7. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, " Σχεδιασμός Δομικών Έργων από χάλυβα ", Κλειδάριθμος, 2005
8. <http://www.johnweeks.com/cablestay/pages/ped04.html>
9. <http://bridgehunter.com/wi/waukesha/bh36932/>
10. <http://www.scribd.com/doc/20810498/16747637-Construction-and-Design-of-Cable-Stayed-Bridges-PODOLNY>
11. C. Gantes, R. Khoury, J. J. Connor, C. Pouangare "Modeling Loading and preliminary design considerations for tall guyed towers", September 1992
12. Χ. Γαντές, Καθηγητής ΕΜΠ, "Σημειώσεις για το μάθημα: Μη γραμμική συμπεριφορά μεταλλικών κατασκευών"
13. C. Papakitsos " Nonlinear Static Analysis of cables and cable nets" NTUA, 2013, Diploma Thesis
14. Β. Αναγνωστόπουλος, Β. Παπαδόπουλος "Θεμελιώσεις με πασσάλους" Συμείων 2004
15. Β. Αναγνωστόπουλος, Β. Παπαδόπουλος "Επιφανειακές θεμελιώσεις" Συμείων 2004
16. Μ. Καββαδάς, Καθηγητής ΕΜΠ, "Σημειώσεις για το μάθημα: Θεμελιώσεις τεχνικών έργων" .
17. Μπουκοβάλας Γ., Χαλούλος Ι. (Νοέμβριος 2012). "Πρωτότυπος σχεδιασμός βαθρών γεφυρών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος με χρήση φυσικής σεισμικής μόνωσης, Γεωτεχνικός χαρακτηρισμός θέσης έδρασης των γεφυρών", Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών - Τομέας Γεωτεχνικής, Εργαστήριο Θεμελιώσεων, Αθήνα.