



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΠΜΣ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ, ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΠΟΥ
ΦΕΡΕΙ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ

ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΚΡΙΚΕΛΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΤΑΣΟΣ ΑΒΡΑΑΜ, ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΙΩΑΝΝΗΣ ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ, ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2018

ΕΜΚ ΜΕ 2018/7

Κρικέλης Δ. Γ. (2018).
Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού υποστέγου που φέρει γερανογέφυρα
Μεταπτυχιακή Εργασία EMK ME 2018/7
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Krikelis D. G. (2018).
Design of an industrial steel shed with cranes
Postgraduate Thesis EMK ME 2018/7
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΠΜΣ: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2018/7

**Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού υποστέγου που φέρει
γερανογέφυρα**

Κρικέλης Δ. Γ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ., Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του ΔΠΜΣ «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών», στο εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών της σχολής πολιτικών μηχανικών του ΕΜΠ. Αντικείμενό της είναι ο σχεδιασμός των βασικών φέροντων στοιχείων μιας πολύ συνηθισμένης περίπτωσης μεταλλικής κατασκευής, όπως είναι ένα βιομηχανικό υπόστεγο, στο οποίο λειτουργούν γερανογέφυρες, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Με δεδομένη τη γεωμετρία του κτιρίου, τα τεχνικά χαρακτηριστικά των γερανογεφυρών και κάποια άλλα υπολογιστικά δεδομένα, γίνεται ο σχεδιασμός του κτιρίου βήμα προς βήμα. Αρχικά υπολογίζονται τα φορτία που πρέπει να ληφθούν υπόψη και αναλύεται και η μέθοδος εισαγωγής τους στο υπολογιστικό πρόγραμμα ανάλυσης. Για την πληρότητα του σχεδιασμού, εξετάζονται όλες οι δυνατές περιπτώσεις σχετικής θέσης των γερανογεφυρών. Τα φορτία αυτά, έπειτα, συνδυάζονται κατάλληλα με τους αντίστοιχους συντελεστές, ώστε να προκύψουν συνδυασμοί δράσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Ακολουθεί η ανάλυση του υπολογιστικού μοντέλου και υπολογίζονται οι απαιτούμενες διατομές μελών, ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια Οριακής Κατάστασης Αστοχίας και Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας. Έπειτα γίνεται βελτιστοποίηση των αποτελεσμάτων, ώστε οι τελικές διατομές να αποτελούν την οικονομικότερη λύση. Τέλος, υπολογίζονται κάποιες χαρακτηριστικές συνδέσεις και απεικονίζονται σε λεπτομερή σχέδια. Η εργασία αυτή φιλοδοξεί να αποτελέσει ένα αναλυτικό παράδειγμα σχεδιασμού αντίστοιχων φορέων σύμφωνα με τις σύγχρονες απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
MSc IN ANALYSIS AND DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE THESIS
EMK ME 2018/7

Design of an industrial steel shed with cranes

Krikelis D. G. (supervised by Avraam T., Raftoyannis Y.)

Abstract

The current postgraduate thesis addresses to “MSc in Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures”, Institute of Steel Structures, Faculty of Civil Engineering, in National Technical University of Athens. This thesis is about the design of the main parts of an industrial, steel shed, bearing cranes, according to EN Eurocodes, which is a really common structure. Given the shed geometry, the technical specifications of cranes and other analysis data, the structure is designed step by step. First, load cases are specified and then they are assigned on the analysis model elements appropriately. Design includes all possible, relevant crane positions. Then, load cases are combined appropriately, multiplied by load factors, producing Ultimate Limit State and Serviceability Limit State load combinations. Then comes the analysis of the structure model and the steel frame design, so that Ultimate Limit State and Serviceability Limit State criteria are fulfilled. Frame sections are optimized, so that they are economically worthy. Last, some typical weld and bolt connections are calculated and they are shown in detail drawings. The aim of this thesis, is to present an analytical example for the design procedure of that type of structures or equivalent, according to EN Eurocodes.

Ευχαριστίες

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε με την ανάθεση του παρόντος θέματος και τη συνεχή καθοδήγησή του σε όλη τη διάρκεια της εκπόνησής του, τόσο σε θεωρητικό επίπεδο, όσο και με την παροχή αντίστοιχου εκπαιδευτικού υλικού. Ακόμη, ευχαριστώ θερμά τον κ. Τάσο Αβράμ, που με στήριξε για τη διεκπεραίωση της εργασίας μου σε μια πολύ δύσκολη στιγμή. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους δικούς μου ανθρώπους, για τη στήριξη που μου δίνουν όλα αυτά τα χρόνια.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	1
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Κατασκευές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα & πλεονεκτήματά τους.....	1
1.2 Τα στοιχεία του τυπικού μονώροφου κτιρίου	2
1.3 Εναλλακτικές διατάξεις	4
1.4 Γενικά στοιχεία γερανογεφυρών	6
2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	8
2.1 Γενική παρουσίαση του έργου	8
2.2 Παραδοχές προσομοίωσης των δομικών στοιχείων	10
3. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	12
3.1 Φορτία στην οροφή του υποστέγου.....	12
3.2 Φορτία χιονιού	13
3.3 Φορτία ανέμου	15
3.3.1 Υπολογισμός των πιέσεων ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$, $q_p(z_i)$	16
3.3.2 Υπολογισμός των συντελεστών πίεσης c_{pe} , c_{pi} και των αντίστοιχων πιέσεων w_e , w_i	18
3.4 Σεισμικά φορτία	31
3.5 Φορτία λόγω της λειτουργίας των γερανογεφυρών.....	34
3.6 Φορτία λόγω ίδιου βάρους των μελών της κατασκευής	38
3.7 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	38
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	43
4.1 Διαστασιολόγηση μελών στην Ο.Κ.Α.	45
4.2 Έλεγχος μελών στην Ο.Κ.Λ.....	54
4.3 Έλεγχος δοκού κυλίσεως	59
4.3.1 Έλεγχος δοκού κυλίσεως στην Ο.Κ.Α.....	60
4.3.2 Έλεγχος δοκού κυλίσεως στην Ο.Κ.Λ.....	64
4.3.3 Έλεγχος δοκού κυλίσεως σε κόπωση	67
5. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....	70
5.1 Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας επί των ζυγωμάτων	74
5.2 Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας επί των υποστυλωμάτων	77
5.3 Σύνδεση δοκών ζυγωμάτων επί των υποστυλωμάτων.....	80

5.4 Αποκατάσταση συνέχειας στον κορφιά.....	83
5.5 Έδραση υποστυλωμάτων επί των θεμελίων.....	86
5.6 Σύνδεση βραχέων προβόλων επί των υποστυλωμάτων.....	89
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	92
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....	93
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.....	98

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Κατασκευές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα & πλεονεκτήματά τους

Τα τελευταία χρόνια, η αλματώδης ανάπτυξη της τεχνολογίας και η τυποποίηση στην βιομηχανική παραγωγή του δομικού χάλυβα, έχουν συντελέσει καθοριστικά στην ανάδειξη του υλικού αυτού, ως το πιο αξιόπιστο και ευρέως χρησιμοποιούμενο σε πλήθος εφαρμογών μηχανικών όλων των ειδικοτήτων. Αναφορικά με την ειδικότητα του πολιτικού μηχανικού, ο δομικός χάλυβας σήμερα χρησιμοποιείται ευρύτατα για τη μόρφωση στοιχείων του φέροντα οργανισμού (αμιγώς μεταλλικού ή σε συνδυασμό με δομικά στοιχεία άλλων υλικών) μιας κατασκευής, όπως για παράδειγμα σε μονώροφα, μεταλλικά κτίρια (συνηθέστερα βιομηχανικής χρήσης), σε πολυώροφα, μεταλλικά κτίρια (χρήση κατοικίας ή εμπορική χρήση), σε γέφυρες, για την προσεισμική ή μετασεισμική ενίσχυση σεισμικά ευάλωτων κατασκευών.

Αναφορικά με την ελληνική πραγματικότητα, το πλέον παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής κατασκευών με χαλύβδινο φέροντα οργανισμό είναι τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις, αλλά και άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα για τη στέγαση μεγάλων ανοιγμάτων. Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματά τους είναι:

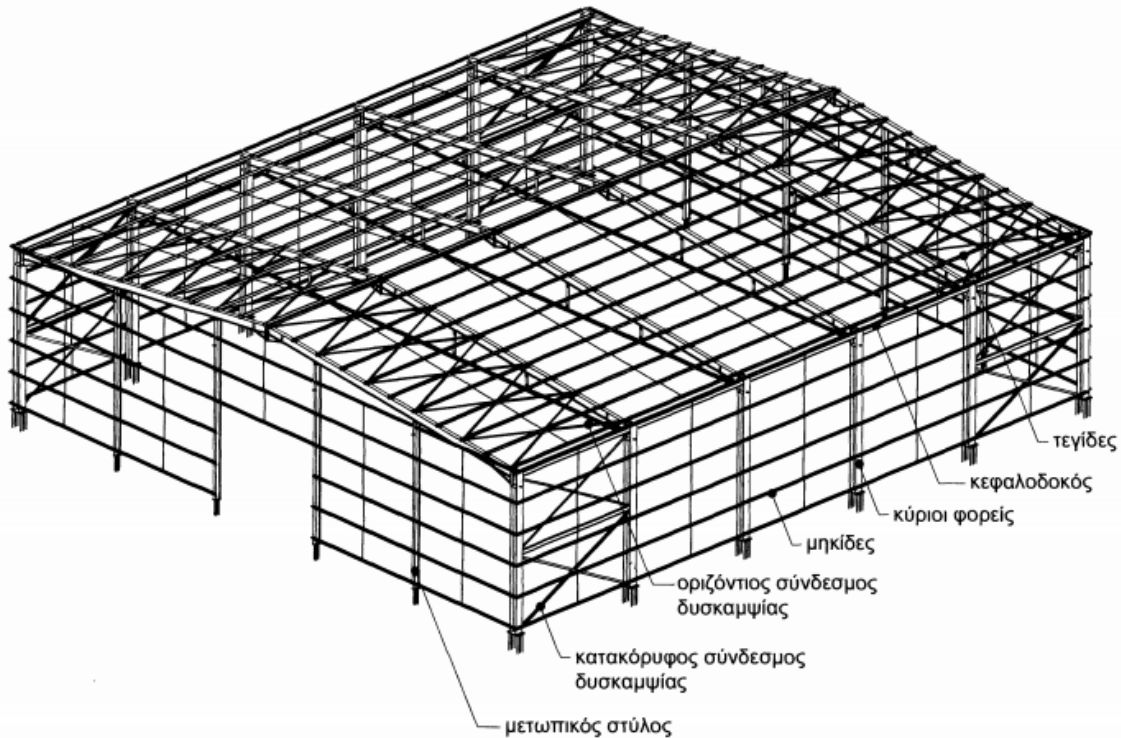
1. Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους, το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη, καθώς επίσης και μικρές σεισμικές δυνάμεις.
2. Με επαρκή συντονισμό, είναι δυνατή η επίτευξη υψηλής ταχύτητας κατασκευής, καθώς η βιομηχανική κατεργασία των χαλύβδινων στοιχείων είναι δυνατό να πραγματοποιείται κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης, της διαμόρφωσης του δαπέδου και με την ολοκλήρωση αυτών μπορεί να ξεκινήσει άμεσα η εργοταξιακή συναρμολόγηση, η οποία συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς.
3. Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου έχει θετικές συνέπειες στην ποιότητά του.
4. Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα.
5. Η επισκευασιμότητά τους.
6. Η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφ'όσον απαιτηθεί.

Για να εξασφαλιστούν οι ευνοϊκές επιπτώσεις που απορρέουν από τα παραπάνω πλεονεκτήματα, πρέπει να καταβληθεί αυξημένη μελετητική προσπάθεια, ιδιαίτερα στη φάση της μελέτης

εφαρμογής και της διαμόρφωσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών και να εγκατασταθεί ένα σύστημα ποιοτικού ελέγχου, κυρίως των συγκολλήσεων, αλλά επίσης τυχόν ατελειών των κυρίων μελών του φέροντος οργανισμού, των κοχλιώσεων και της επιφανειακής προστασίας.

1.2 Τα στοιχεία του τυπικού μονόροφου κτιρίου

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ένα τυπικό μονόροφο μεταλλικό κτίριο και σημειώνονται τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία συντίθεται. Στην παρούσα παράγραφο γίνεται συνοπτική αναφορά στα στοιχεία αυτά και τη λειτουργία τους μέσα στο συνολικό φέροντα οργανισμό του κτιρίου.



Σχήμα 1.2.1: Στοιχεία μεταλλικού φέροντος οργανισμού τυπικού υποστέγου (Πηγή: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα των ευρωκωδίκων», Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης)

- Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδό τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία

- γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ'αυτών) πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών.
- Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κυρίων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία, τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ'αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις.
 - Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κυρίων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κυρίων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Καίτοι ονομάζονται οριζόντιοι, οι σύνδεσμοι αυτοί παρακολουθούν την κλίση των ζυγωμάτων των κυρίων φορέων και δεν είναι επίπεδοι φορείς, αν και συνήθως αντιμετωπίζονται ως τέτοιοι.
 - Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κυρίων φορέων (εκτός ενδεχομένως των φατνωμάτων, στα οποία διαμορφώνονται αρμοί διαστολής). Μέσω των κεφαλοδοκών, οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμοι) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας, σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν, επιπλέον, σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης, επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξ'άλλου, κατά τη φάση αυτή ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενό του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.
 - Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο ή κεφαλοδοκός, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνιστάται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.
 - Τα μετωπικά υποστυλώματα είναι κατακόρυφα στοιχεία τοποθετούμενα ανά αποστάσεις στα δύο ακραία κύρια πλαίσια, με σκοπό την κάλυψη του μετώπου του κτιρίου, εδραζόμενα στο κάτω άκρο τους σε θεμέλια και στηριζόμενα στο άνω άκρο τους στα

ακραία πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά αυτά υποστυλώματα είναι η ανεμοπίεση.

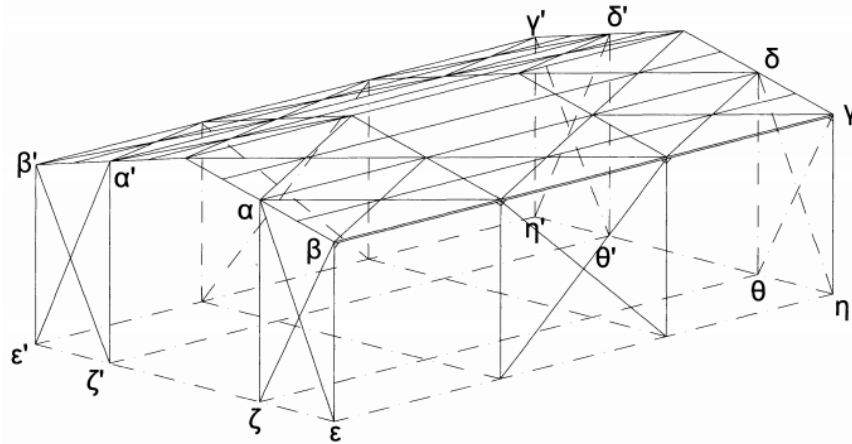
- Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται ανά αποστάσεις σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι επίσης η ανεμοπίεση.
- Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση, πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων πάνω στα οποία στηρίζονται, ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει, επιπλέον, να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

1.3 Εναλλακτικές διατάξεις

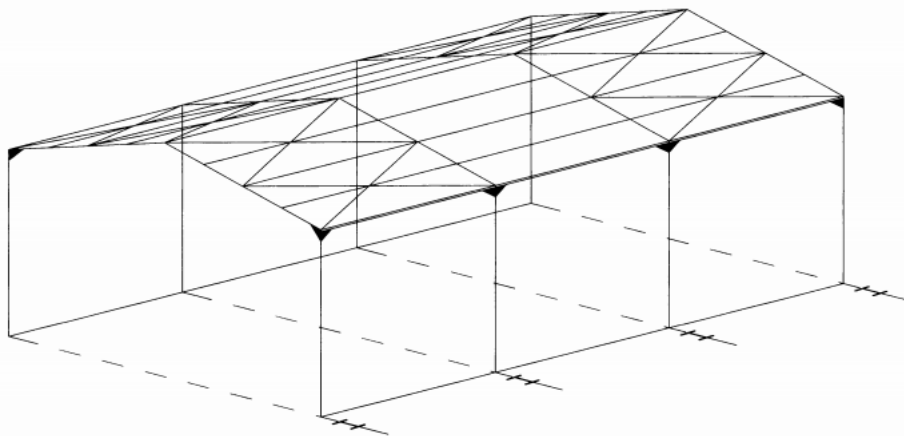
Τα επιμέρους στοιχεία του φέροντος οργανισμού, τα οποία αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, αποτελούν ένα ενιαίο σύστημα: το συνολικό φορέα που καλείται να ανταποκριθεί με ασφάλεια σε κάθε συνδυασμό δράσεων, που πρόκειται να εφαρμοστεί επ' αυτού κατά τη διάρκεια της ζωής του. Εναλλακτικά με την προηγούμενη τυπική διάταξη του σχήματος 1.2.1, ο συνολικός φορέας δύναται να μορφωθεί και με τις ακόλουθες διατάξεις:

1. Σε κτίρια σχετικά μικρού μήκους είναι, εναλλακτικά, δυνατό να μορφωθούν κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας στα δύο μέτωπα του κτιρίου και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο επίπεδο των ζυγωμάτων των κύριων φορέων που θα διατρέχουν ολόκληρο το μήκος της κατασκευής (σχήμα 1.3.1). Έτσι, τα οριζόντια φορτία, τα παράλληλα προς το επίπεδο των μετώπων, θα παραληφθούν κατ' αρχήν από τα οριζόντια δικτυώματα αβγδ και α'β'γ'δ', τα οποία θα τα μεταφέρουν, αμέσως μετά, στα συστήματα αβεζ, α'β'ε'ζ', γδθ και γ'δ'θ'η' των δύο μετώπων. Τα οριζόντια φορτία, τα κάθετα στα μέτωπα, θα μεταφερθούν στη θεμελίωση κατά τον ίδιο τρόπο όπως στην τυπική διάταξη. Στην περίπτωση της εναλλακτικής αυτής διατάξεως, στους κόμβους των κύριων πλαισίων μπορεί να μορφωθούν απλές συνδέσεις τέμνουσας, χωρίς να απαιτείται η διαμόρφωση συνδέσεων ροπής.
2. Είναι επίσης δυνατή η μόρφωση πολύστυλων πλαισίων κατά μήκος των κίονοστοιχιών στην εγκάρσια διεύθυνση των κτιρίων, παραλειπομένων των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Στην περίπτωση αυτή η διατομή των κεφαλοδοκών πρέπει να ενισχυθεί και να διαμορφωθούν μεταξύ κεφαλοδοκών και υποστυλωμάτων συνδέσεις ροπής (σχήμα 1.3.2). Στο πολύστυλο πλαίσιο, τα υποστυλώματα του κτιρίου συμμετέχουν, συνήθως, με

τη μικρή τιμή της ροπής αδρανείας τους. Οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται μέσω πλαισιακής λειτουργίας και ως προς τις δύο διευθύνσεις. Οι οριζόντιες μετακινήσεις κατά την εγκάρσια πλαισιακή λειτουργία, σε σύγκριση με τη λύση με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, θα είναι σημαντικά μεγαλύτερες, υπάρχει όμως έτσι η δυνατότητα ελεύθερων πλευρικών προσβάσεων στον καλυπτόμενο χώρο σε όλα τα φατνώματα (π.χ υπόστεγο στάθμευσης βαρέων οχημάτων).



Σχήμα 1.3.1: Φέρων οργανισμός με μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων και κατά τις δύο διευθύνσεις μέσω κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (Πηγή: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα των ευρωκωδίκων», Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης)



Σχήμα 1.3.2: Φέρων οργανισμός στον οποίο οι οριζόντιες δυνάμεις και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις μεταφέρονται στο έδαφος μέσω πλαισιακής λειτουργίας (Πηγή: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα των ευρωκωδίκων», Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης)

Στο παράτημα Α παρατίθενται φωτογραφίες πραγματικών μονώροφων, μεταλλικών κτιρίων, όπου κανείς μπορεί να παρατηρήσει και όλα τα προαναφερθέντα επιμέρους δομικά στοιχεία, που συνθέτουν τον συνολικό φορέα.

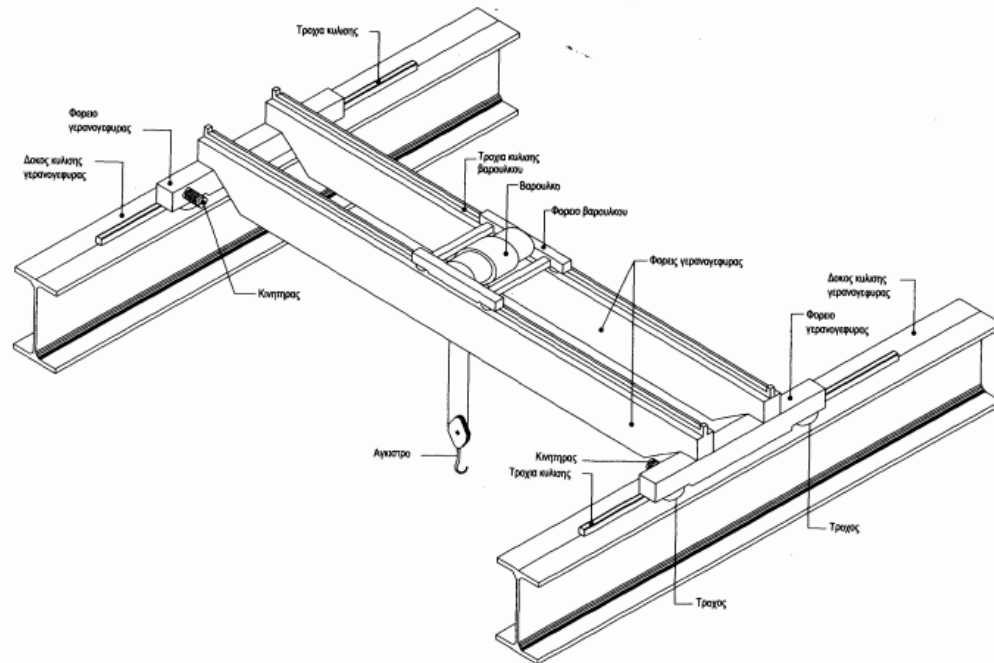
1.4 Γενικά στοιχεία γερανογεφυρών

Σε πολλά βιομηχανικά κτίρια ή αποθηκευτικούς χώρους, η μετακίνηση έτοιμων ή ενδιάμεσων προϊόντων στο εσωτερικό τους γίνεται από μία ή περισσότερες γερανογέφυρες. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκίστρου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες, με κάδους ή με μαγνήτες, όπως για παράδειγμα στην περίπτωση μετακίνησης επίπεδων ελασμάτων σε ναυπηγικούς χώρους ή χαλυβουργεία.

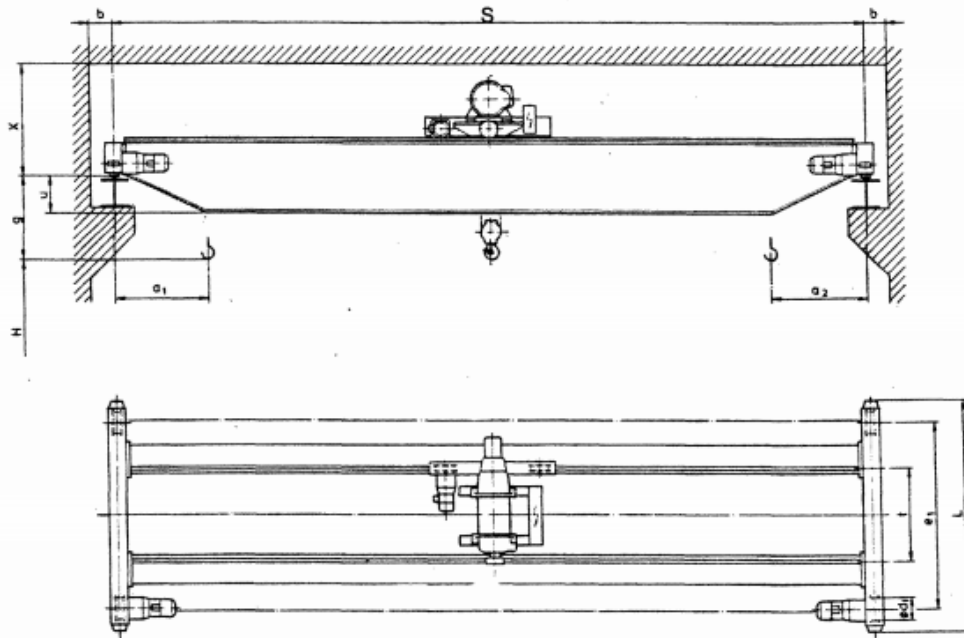
Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων, αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητά της (ωφέλιμο φορτίο), διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς, κιβωτιοειδούς διατομής, οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει, συνήθως, δύο τροχούς ή σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα (π.χ 100 ton) τέσσερις. Οι τροχοί κυλινδρικοί επί τροχιάς, που εδράζεται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας, οι οποίες αποτελούν αντικείμενο της στατικής μελέτης του κτιρίου.

Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια) επί των δοκών κυλίσεως, τα οποία, εν συνεχεία, μεταφέρονται στο έδαφος, μέσω των υποστυλωμάτων, αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των υποστυλωμάτων, πλευρικά στηρίγματα άνω πέλματος δοκών κυλίσεως κ.α). Ο μελετητής πρέπει να προσδιορίσει τα φορτία που ασκούν οι γερανογέφυρες επί του φέροντος οργανισμού, να διαστασιολογήσει τις δοκούς κυλίσεως και να περιλάβει τα φορτία αυτά (ως μεταβλητές δράσεις) στους συνδυασμούς φορτίσεων που θα εξεταστούν.

Στα παρακάτω σχήματα, φαίνεται μια τυπική διάταξη γερανογέφυρας, μαζί με τα επιμέρους τμήματα που την αποτελούν. Επιπλέον στο παράτημα Α, παρατίθενται και φωτογραφίες από πραγματικές περιπτώσεις κτιρίων, εντός των οποίων λειτουργούν μία ή περισσότερες γερανογέφυρες.



Σχήμα 1.4.1: Σχηματική διάταξη γερανογέφυρας (Πηγή: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα των ευρωκωδίκων», Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης)

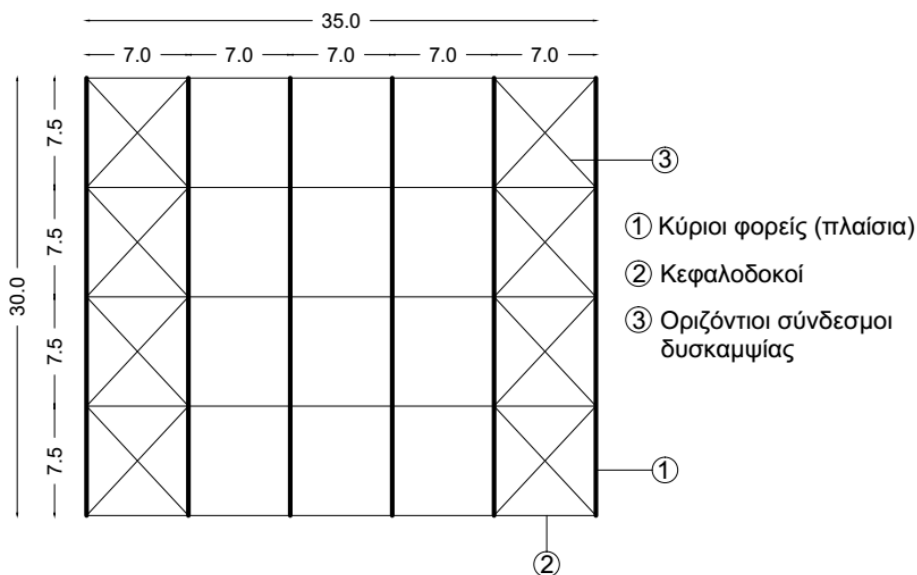


Σχήμα 1.4.2: Τυπική όψη και κάτοψη γερανογέφυρας και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της (Πηγή: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα των ευρωκωδίκων», Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης)

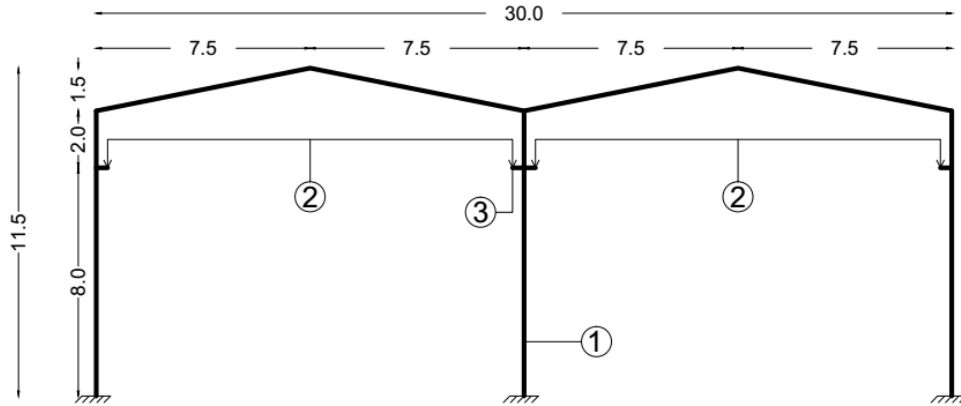
2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

2.1 Γενική παρουσίαση του έργου

Το κτίριο που μελετάται στην παρούσα εργασία είναι ένα τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο βιομηχανικής και αποθηκευτικής χρήσης, με επιφάνεια κάτοψης 35 m x 30 m. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου μορφώνεται με επάλληλα τρίστηλα πλαίσια, ανοίγματος 15 m, τοποθετημένα σε απόσταση 7 m μεταξύ τους. Το ύψος των υποστυλωμάτων είναι 10 m και το ύψος των ζυγωμάτων 1.5 m, συνεπώς το συνολικό ύψος του κτιρίου στους κορφιάδες είναι 11.5 m. Κατά μήκος του κτιρίου, διήκουν οι κεφαλοδοκοί, οι οποίες συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και τους κορφιάδες των διαδοχικών πλαισίων. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου συμπληρώνεται με την τοποθέτηση των οριζόντιων και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Η υιοθέτηση τρίστηλων πλαισίων διαμορφώνει δύο αίθουσες και εντός της καθεμίας λειτουργεί γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 5 ton. Η μεταφορά των φορτίων των γερανογεφυρών στους κύριους φορείς γίνεται με τη μόρφωση κοντών προβόλων σε ύψος 8 m πάνω στα υποστυλώματα των πλαισίων, επί των οποίων εδράζονται οι δοκοί κύλισης. Το κτίριο αναλύεται στο στατικό πρόγραμμα SAP 2000, version 14.1.0 της εταιρείας Computers and Structures.

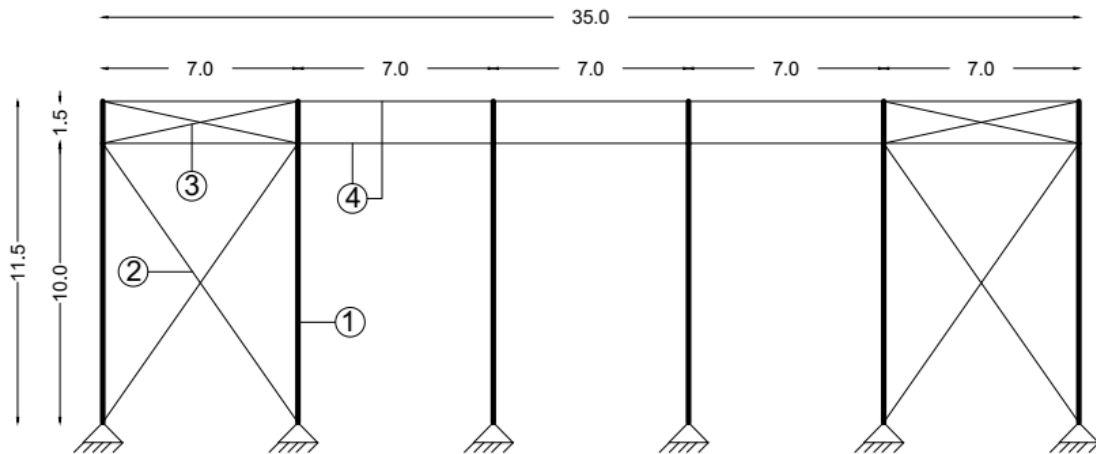


Σχήμα 2.1.1: Σκαρίφημα κάτοψης του υπό μελέτη υποστέγου



- ① Τρίστηλα πλαίσια (κύριοι φορείς)
- ② Γερανογέφυρες ανυψωτικής ικανότητας 5 ton
- ③ Βραχείς πρόβολοι έδρασης δοκών κυλίσεως γερανογεφυρών

Σχήμα 2.1.2: Σκαρίφημα πρόσοψης του υπό μελέτη υποστέγου

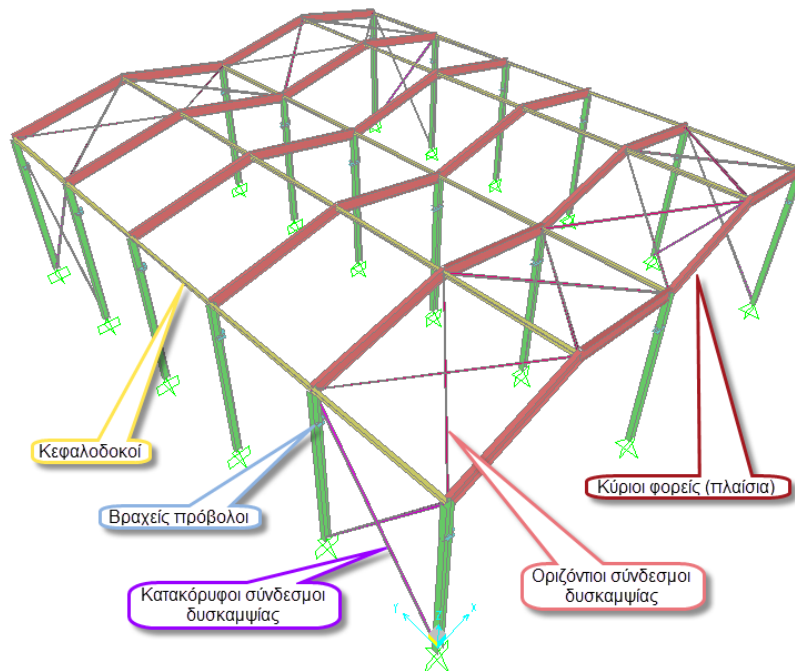


- ① Τρίστηλα πλαίσια (κύριοι φορείς)
- ② Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας
- ③ Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας
- ④ Κεφαλοδοκοί

Σχήμα 2.1.3: Σκαρίφημα πλάγιας όψης του υπό μελέτη υποστέγου

2.2 Παραδοχές προσομοίωσης των δομικών στοιχείων

Από το σύνολο των δομικών στοιχείων που συνθέτουν την κατασκευή, επιλέγεται για την προσομοίωση του φορέα στο περιβάλλον του SAP 2000 να εισαχθούν μόνο τα μέλη αυτά, που συνιστούν τον κύριο φέροντα οργανισμό. Συνεπώς, επιλέγεται να προσομοιωθούν τα κύρια πλαίσια, οι κεφαλοδοκοί, οι κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, καθώς και οι βραχείς πρόβολοι έδρασης των δοκών κυλίσεως. Αντίθετα, μέλη όπως οι τεγίδες, οι μηκίδες και τα φύλλα επικάλυψης επιλέγεται να μη συμπεριληφθούν στο μοντέλο ανάλυσης.



Σχήμα 2.2.1: Μοντέλο ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP 2000

Κύριοι φορείς (πλαίσια)

Οι κύριοι φορείς του κτιρίου είναι τρίστηλα πλαίσια, με δύο ανοίγματα των 15 m, όπου τα μέλη τους (υποστυλώματα και ζυγώματα) μορφώνονται από ελατές διατομές I, με κλίση των ζυγωμάτων 11%. Αυτός ο τύπος πλαισίου αποτελεί την συνηθέστερη μορφή για κτίρια αποθηκευτικής και βιομηχανικής χρήσης, καθώς για ανοίγματα μικρότερα των 25 m δίνει τα οικονομικότερα αποτελέσματα, σε σύγκριση με άλλης μορφολογίας πλαίσια. Όλοι οι κόμβοι των πλαισίων (ζυγώματος – υποστυλώματος, κορφιάς) μορφώνονται ως δύσκαμπτοι. Επιπλέον, τα πλαίσια εδράζονται στη θεμελίωση με πακτώσεις, στην εντός επιπέδου διεύθυνση, ώστε να παρουσιάζουν ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη

παραμορφωσιμότητα. Στην εγκάρσια διεύθυνση, εδράζονται αρθρωτά, ώστε να προσομοιωθεί πιο ρεαλιστικά και η ενεργοποίηση των οριζόντιων και κατακόρυφων συστημάτων δυσκαμψίας.

Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και τις κορυφές των διαδοχικών πλαισίων και αποτελούν βασικό στοιχείο κατά τη συναρμολόγηση του κτιρίου. Η βασική τους λειτουργία είναι η μεταφορά των σεισμικών και λοιπών οριζόντιων δράσεων, ώστε αυτές να κατανεμηθούν πιο ομαλά μεταξύ των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται η τοποθέτησή τους να μη προσδώσει στα πλαίσια εκτός επιπέδου δυσκαμψία (καθώς τότε θα είχαμε διαφορετικό φέροντα οργανισμό – πλαίσια σε δύο διαστάσεις) και γι' αυτό εισάγονται στο μοντέλο ανάλυσης ως ράβδοι με αρθρωτή σύνδεση επί των πλαισίων.

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμοιοι σύνδεσμοι) διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Κατά κανόνα, διατάσσονται στα ακραία φατνώματα του υποστέγου και σε ενδιάμεσες θέσεις ανά πέντε έως έξι φατνώματα. Στο υπό μελέτη κτίριο, το πλήθος των φατνωμάτων είναι πέντε, συνεπώς επιλέγεται να τοποθετηθούν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μόνο στα ακραία φατνώματα, υπό μορφή ράβδων αρθρωτά συνδεόμενων επί των πλαισίων, για την άμεση παραλαβή της ανεμοπίεσης της κάθετης στο μέτωπο.

Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η παραλαβή των φορτίων που δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση επιτυγχάνεται, κατά κανόνα, μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων δικτυωτής μορφής, που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις. Τα κατακόρυφα αυτά συστήματα δυσκαμψίας, όπως και τα οριζόντια, διατάσσονται ανά πέντε έως έξι φατνώματα. Στο υπό μελέτη κτίριο, διατάσσονται στα ακραία φατνώματα (όπου διατάσσονται και οι αντίστοιχοι οριζόντιοι), ώστε η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων να γίνεται άμεσα και να διευκολύνεται η διαδικασία ανέγερσης.

Βραχείς πρόβολοι

Σε όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου και σε ύψος 8 m διαμορφώνονται βραχείς πρόβολοι, επί των οποίων εδράζονται οι δοκοί κύλισης των γερανογεφυρών. Τα στοιχεία αυτά αποτελούν τμήμα του φέροντα οργανισμού, καθώς μέσω αυτών γίνεται η μεταφορά των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων των γερανογεφυρών στα κύρια πλαίσια.

3. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται και υπολογίζονται όλες οι δράσεις επί της κατασκευής (μόνιμες, κινητές και τυχηματικές), που αναμένεται να εμφανιστούν στο χρόνο ζωής της και αυτές είναι:

1. Φορτία στην οροφή του υποστέγου
2. Φορτία χιονιού
3. Φορτία ανέμου
4. Σεισμικά φορτία
5. Φορτία λόγω της λειτουργίας των γερανογεφυρών
6. Φορτία λόγω ίδιου βάρους των μελών της κατασκευής

Ο υπολογισμός των φορτίων αυτών γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991 (Eurocode 1: Actions on structures) και οι διάφοροι συνδυασμοί αυτών των φορτίσεων γίνονται σύμφωνα με τον EN 1990 (Eurocode: Basis of structural design). Επιπλέον, στο παρόν κεφάλαιο περιγράφεται και ο τρόπος με τον οποίο τα φορτία αυτά εισάγονται στο μοντέλο ανάλυσης.

3.1 Φορτία στην οροφή του υποστέγου

Τα φορτία που εφαρμόζονται στην οροφή του υποστέγου είναι μόνιμα και κινητά φορτία, τα οποία εφαρμόζονται απ'ευθείας ως γραμμικά, κατακόρυφα φορτία επί των ζυγωμάτων των κύριων φορέων. Η προέλευση των μόνιμων φορτίων έγκειται στην ύπαρξη μελών, τα οποία δεν προσομοιώνονται στο μοντέλο ανάλυσης, ωστόσο τοποθετούνται κατά την κατασκευή, ως απαραίτητα για τη λειτουργία του κτιρίου (τεγίδες, φύλλα επικάλυψης), ενώ τα κινητά φορτία υπαγορεύονται από τον EN 1991-1-1.

Για τον υπολογισμό, θεωρείται ένα ομοιόμορφα, στην κάτοψη, κατανεμημένο μόνιμο φορτίο $g_{op} = 0.8 \text{ kN/m}^2$. Τα πλαίσια τοποθετούνται σε απόσταση 7 m μεταξύ τους, συνεπώς το εύρος επιρροής των ακραίων πλαισίων είναι 3.5 m και των ενδιάμεσων 7 m.

Άρα: Ακραία πλαίσια: $g_{op} = 0.8 * 3.5 = 2.8 \text{ kN/m}$

Ενδιάμεσα πλαίσια: $g_{op} = 0.8 * 7 = 5.6 \text{ kN/m}$

Αναφορικά με τα κινητά φορτία, για στέγες μη προσβάσιμες, παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή (κατηγορία H), είναι: $q_{op} = 0.5 \text{ kN/m}^2$, σύμφωνα με τον πίνακα 6.10 του EN 1991-1-1, όπως αυτός τροποποιείται από το αντίστοιχο ελληνικό εθνικό προσάρτημα.

Άρα: Ακραία πλαίσια: $q_{op} = 0.5 * 3.5 = 1.75 \text{ kN/m}$

Ενδιάμεσα πλαίσια: $q_{op} = 0.5 * 7 = 3.5 \text{ kN/m}$

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Η	0,5	1,0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα είτε σε όλη τη στέγη είτε σε ένα τμήμα της στέγης εμβαδού, πάντως όχι μικρότερου, των 10m ² .		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Βλέπε επίσης 3.3.2 (1).		

Πίνακας 3.1.1: Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας Η (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1991-1-1)

3.2 Φορτία χιονιού

Για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού, αρχικά υποθέτουμε πως το κτίριο βρίσκεται στο νομό Καρδίτσας, επί του επαρχιακού δρόμου που συνδέει τα Τρίκαλα με την Καρδίτσα, σε υψόμετρο 115 m από τη στάθμη της θάλασσας. Το φορτίο χιονιού «s» που ασκείται επί της στέγης θεωρείται ως κατακόρυφο, ομοιόμορφα κατανεμημένο στην οριζόντια προβολή της στέγης και αναφέρεται στην «με διάρκεια/παροδική» κατάσταση σχεδιασμού. Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στα κινητά φορτία και θεωρείται πως προκύπτει από χιονόπτωση σε συνθήκες ηρεμίας, χωρίς να παρουσιάζονται φαινόμενα εξαιρετικών παρασύρσεων και αμελώντας παράγοντες ανακατανομής του φορτίου επί της στέγης, όπως οι δράσεις του ανέμου, η διαφυγή θερμότητας από το κτίριο, οι εργασίες απομάκρυνσης χιονιού.

Το φορτίο χιονιού υπολογίζεται από τη σχέση: $s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$, όπου:

μ_i = συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

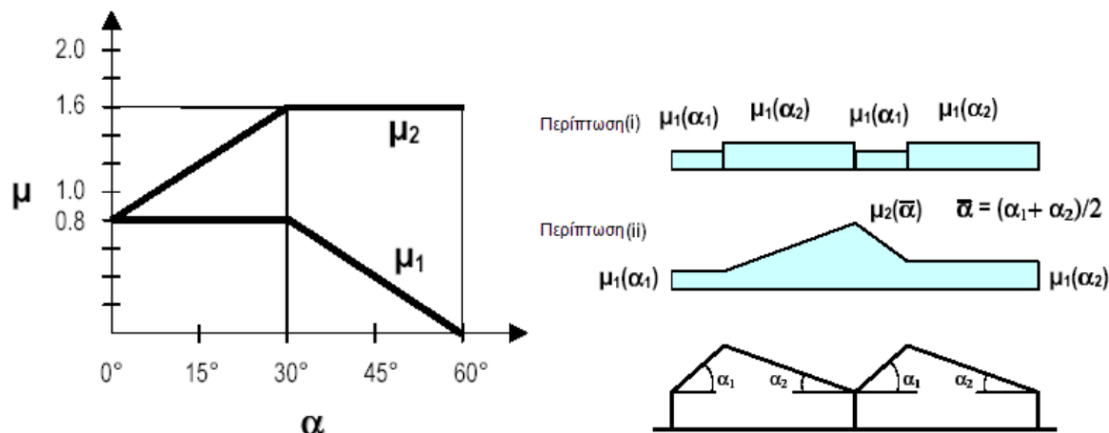
C_e = συντελεστής έκθεσης

C_t = θερμικός συντελεστής

s_k = η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού μ_i

Ο συντελεστής μ_i εξαρτάται από τη μορφή της στέγης, την κλίση της και τη διαρρύθμιση του φορτίου χιονιού σε αυτήν (παρασυρόμενο ή μη παρασυρόμενο). Για την περίπτωσή μας, η στέγη είναι πολλαπλών ανοιγμάτων με κλίση $\alpha = \alpha_1 = \alpha_2 = 11.3^\circ$ και το χιόνι εξετάζεται ως μη παρασυρόμενο. Συνεπώς, όπως προκύπτει και από το σχήμα 3.2.1, είναι: $\mu_i = \mu_1 = 0.8$.



Σχήμα 3.2.1: Συντελεστής σχήματος φορτίων χιονιού σε στέγη πολλών ανοιγμάτων (Πηγή: EN 1991-1-3)

Συντελεστής έκθεσης C_e

Ο συντελεστής C_e λαμβάνει υπόψη τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά του χώρου γύρω από το έργο, καθώς και την πιθανή μελλοντική εξέλιξή του. Στην περίπτωση μας, θεωρούμε κανονικό ανάγλυφο και σύμφωνα με τον πίνακα 3.2.1 προκύπτει: $C_e = 1$.

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0,8
Κανονικό ^β	1,0
Προφυλαγμένο ^γ	1,2

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

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

^γ**Προφυλαγμένο:** Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Πίνακας 3.2.1: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά (Πηγή: EN 1991-1-3)

Θερμικός συντελεστής C_t

Ο συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση, όπου το χιόνι λιώνει λόγω των απωλειών θερμότητας από το εσωτερικό του κτιρίου. Στην περίπτωση μας είναι: $C_t = 1$.

Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος σε μια τοποθεσία εξαρτάται από τη ζώνη στην οποία ανήκει η τοποθεσία, καθώς και από το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας. Για κάθε ζώνη, το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος δίνεται από τη σχέση: $s_k = s_{k,0} * [1 + (A/917)^2]$, όπου:

$s_{k,0}$ = το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας ($A = 0$)

A = το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο A μετριέται με ακρίβεια 100 m και στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.

Όπως προκύπτει από τον πίνακα 3.2.2, το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη Γ, άρα: $s_{k,0} = 1.7 \text{ kN/m}^2$ και σε υψόμετρο 115 m, άρα: $A = 200 \text{ m}$

Συνεπώς: $s_k = 1.7 * [1 + (200/917)^2] = 1.78 \text{ kN/m}^2$

Επιστρέφοντας στην αρχική σχέση, είναι: $s = 0.8 * 1 * 1 * 1.78 = 1.42 \text{ kN/m}^2$

Το φορτίο χιονιού εισάγεται στο μοντέλο ανάλυσης ως γραμμικό, κατανεμημένο φορτίο επί των ζυγωμάτων των πλαισίων, ανάλογα με το εύρος επιρροής του καθενός.

Άρα: Ακραία πλαίσια: $s = 1.42 * 3.5 = 4.97 \text{ kN/m}$

Ενδιάμεσα πλαίσια: $s = 1.42 * 7 = 9.94 \text{ kN/m}$

Ζώνη	$s_{k,0} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	
A	0,4	Ζώνη Α: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας
B	0,8	Ζώνη Γ: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια
Γ	1,7	Ζώνη Β: Υπόλοιπη Χώρα

Πίνακας 3.2.2: Τιμές του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού $s_{k,0}$ στο έδαφος στη στάθμη της θάλασσας ($A = 0$) (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1991-1-3)

3.3 Φορτία ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο των κατασκευών (μονώροφα, πολυώροφα κλπ.). Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ. Οι δράσεις του ανέμου είναι χρονικά και χωρικά μεταβαλλόμενες και, σε εύκαμπτες κατασκευές, όπως οι χαλύβδινες, μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις και άλλα δυναμικά φαινόμενα. Οι παράγοντες που επηρεάζουν ως επί το πλείστον το μέγεθός τους είναι οι κάτωθι:

- Η γεωγραφική θέση
- Η φυσική θέση
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτιρίων
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

Στον EN 1991-1-4 (Δράσεις ανέμου), προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, λαμβάνοντας υπόψη τους προαναφερθέντες παράγοντες, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της. Έτσι, η πίεση του ανέμου που δρα καθέτως προς τις εξωτερικές ή τις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τις σχέσεις:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe}, \text{ για εξωτερική πίεση}$$

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi}, \text{ για εσωτερική πίεση, όπου:}$$

$q_p(z_e), q_p(z_i)$ = η εξωτερική ή εσωτερική πίεση ταχύτητας αιχμής, αντίστοιχα

z_e, z_i = το ύψος αναφοράς για την εξωτερική ή την εσωτερική πίεση, αντίστοιχα

c_{pe}, c_{pi} = ο συντελεστής εξωτερικής ή εσωτερικής πίεσης, αντίστοιχα

3.3.1 Υπολογισμός των πιέσεων ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e), q_p(z_i)$

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

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z), \text{ όπου:}$$

ρ = η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας. Η προτεινόμενη τιμή είναι: $\rho = 1.25 \text{ kg / m}^3$

$I_v(z)$ = η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$v_m(z)$ = η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z

Για τους υπολογισμούς που ακολουθούν θεωρούμε κοινό ύψος αναφοράς εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης, συνεπώς: $z_e = z_i = 10 \text{ m}$ και $q_p(z_e) = q_p(z_i) = q_p$.

Ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$

Θεωρούμε πως το ανάγλυφο του εδάφους είναι ήπιο και τα διάφορα εμπόδια (κτίρια, δέντρα) είναι μεμονωμένα και σε αρκετή απόσταση από αυτό (κατηγορία II, σύμφωνα με τον πίνακα

3.3.1.1). Από τον πίνακα διαβάζουμε: $z_0 = 0.05 \text{ m}$ και $z_{\min} = 2 \text{ m}$. Επιπλέον, ο κανονισμός ορίζει: $z_{\max} = 200 \text{ m}$.

Για $z_{\min} < z < z_{\max}$: $I_v(z) = \frac{kI}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$, όπου:

$c_0(z)$ = συντελεστής αναγλύφου του εδάφους, και για ήπιο ανάγλυφο κατηγορίας II, σύμφωνα με το παράρτημα A.3 του EN 1991-1-4, είναι: $c_0(z) = 1$

k_I = συντελεστής στροβιλισμού, και σύμφωνα με το ελληνικό εθνικό προσάρτημα, είναι: $k_I = 1$

Συνεπώς: $I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{10}{0.05}\right)} = 0.1887$

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{\min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδί και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα A.1.		

Πίνακας 3.3.1.1: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους (Πηγή: EN 1991-1-4)

Μέση ταχύτητα $v_m(z)$

Αρχικά ορίζουμε τη βασική ταχύτητα ανέμου v_b , ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II. Είναι:

$$v_b = c_{\text{dir}} * c_{\text{season}} * v_{b,0}, \text{ όπου:}$$

c_{dir} = ο συντελεστής διεύθυνσης, όπου κατά την §4.2 του ελληνικού εθνικού προσαρτήματος του EN 1991-1-4, είναι: $c_{\text{dir}} = 1$

c_{season} = ο συντελεστής εποχής, όπου κατά την §4.2 του ελληνικού εθνικού προσαρτήματος του EN 1991-1-4, είναι: $c_{\text{season}} = 1$

$v_{b,0}$ = η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, όπου για απόσταση μεγαλύτερη των 10 km από την ακτή, σύμφωνα με την §4.2 του ελληνικού εθνικού προσαρτήματος του EN 1991-1-4, ορίζεται: $v_{b,0} = 27$ m/s

$$\text{Άρα: } v_b = 1 * 1 * 27 = 27 \text{ m/s}$$

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

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b, \text{ όπου:}$$

$c_r(z)$ = ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος για $z_{\min} < z < z_{\max}$, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$c_r(z) = k_r * \ln(z / z_0) = 0.19 * (z_0 / z_{0,II})^{0.07} * \ln(z / z_0) = 0.19 * (0.05 / 0.05)^{0.07} * \ln(10 / 0.05) = 1.007$$

(k_r = συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0)

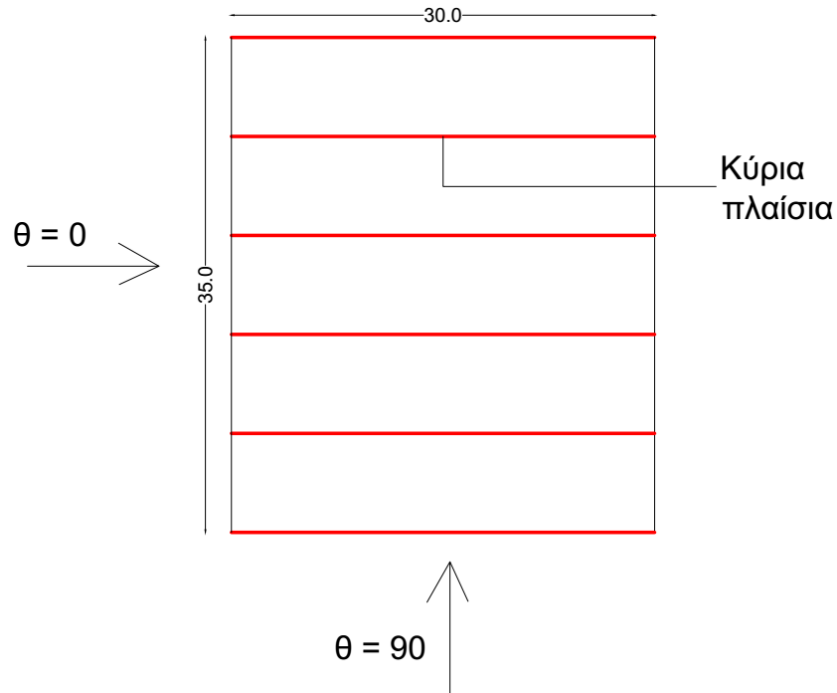
$$\text{Άρα: } v_m(z) = 1.007 * 1 * 27 = 27.189 \text{ m/s}$$

Επανερχόμαστε τώρα στην αρχική σχέση υπολογισμού της πίεσης ταχύτητας αιχμής, η οποία είναι η ίδια τόσο για την εξωτερική, όσο και για την εσωτερική πίεση.

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0.1887] * 1/2 * 1.25 * 27.189^2 = 1072.316 \text{ N/m}^2 \text{ ή } 1.07 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Υπολογισμός των συντελεστών πίεσης c_{pe} , c_{pi} και των αντίστοιχων πιέσεων w_e , w_i

Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, τα φορτία του ανέμου δεν έχουν προκαθορισμένη διεύθυνση και συνεπώς κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να μελετηθούν δράσεις ανέμου σε διάφορες διευθύνσεις. Στο υπό μελέτη κτίριο, λόγω της διπλής συμμετρίας του, αρκεί η υιοθέτηση δύο σεναρίων, δηλαδή δράση του ανέμου στις διευθύνσεις 0° , 90° . Αυτές οι τιμές αντιπροσωπεύουν τις πλέον δυσμενείς τιμές που προκύπτουν σε ένα εύρος της διεύθυνσης του ανέμου $\pm 45^\circ$ και από τις δύο πλευρές κάποιας ορθογωνίας διεύθυνσης. Αρχικά υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} και έπειτα οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης c_{pi} ως ποσοστό των προηγούμενων. Στον κανονισμό, γίνεται διάκριση των συντελεστών c_{pe} σε $c_{pe,1}$ (τοπικοί συντελεστές) και $c_{pe,10}$ (καθολικοί συντελεστές). Οι πρώτοι εξ'αυτών προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων, με επιφάνεια στοιχείου 1 m^2 ή μικρότερη, όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης, ενώ οι δεύτεροι προορίζονται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων. Στην περίπτωση μας, όλοι οι υπολογιζόμενοι συντελεστές c_{pe} αντιστοιχούν στους $c_{pe,10}$.



Σχήμα 3.3.2.1: Διευθύνσεις δράσης του ανέμου

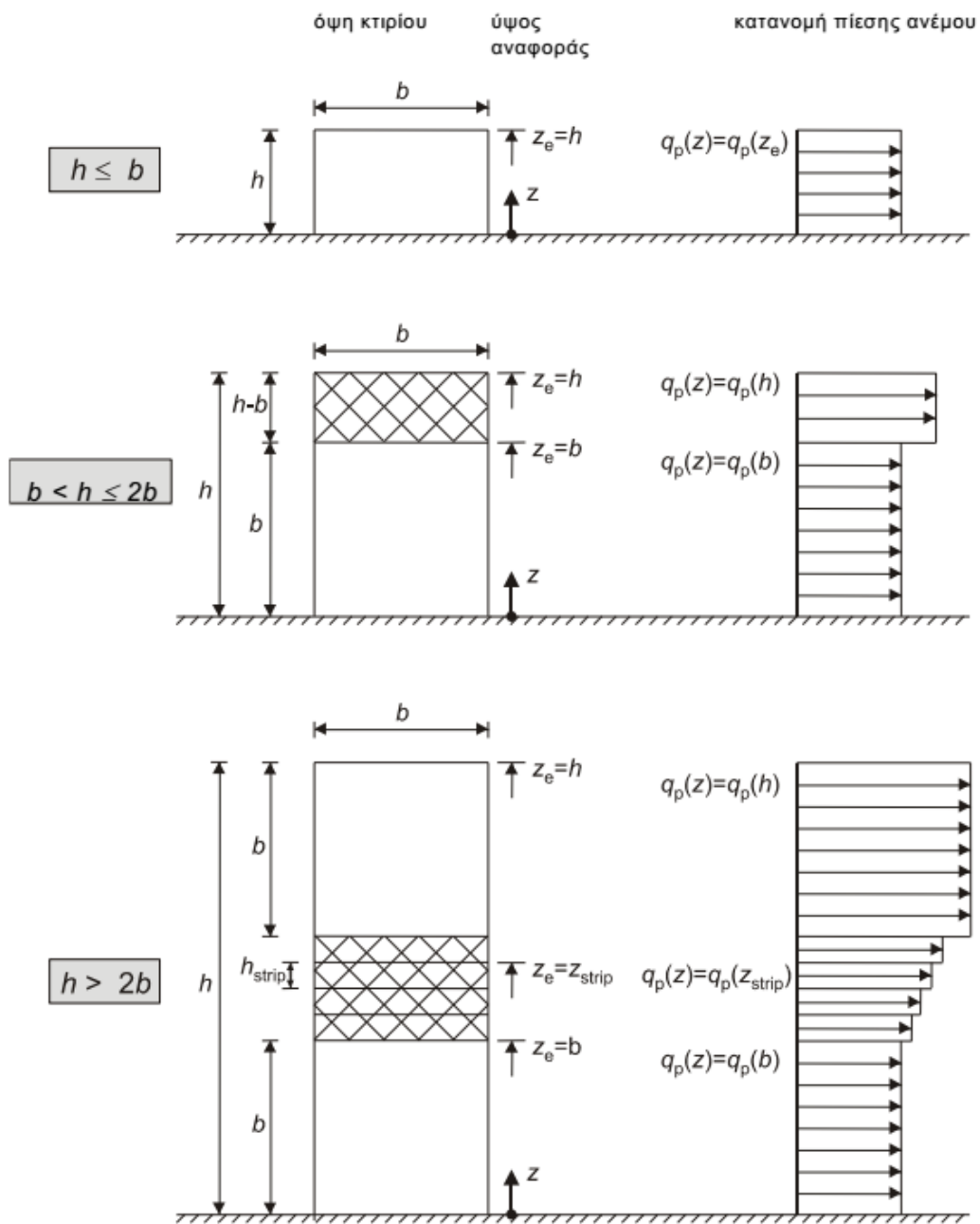
Ανάλυση στη διεύθυνση $\theta = 0^\circ$

Αρχικά υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης στις κατακόρυφες επιφάνειες.

Για αυτή τη διεύθυνση δράσης του ανέμου, είναι: $d = 30 \text{ m}$, $b = 35 \text{ m}$ και $h = 10 \text{ m}$.

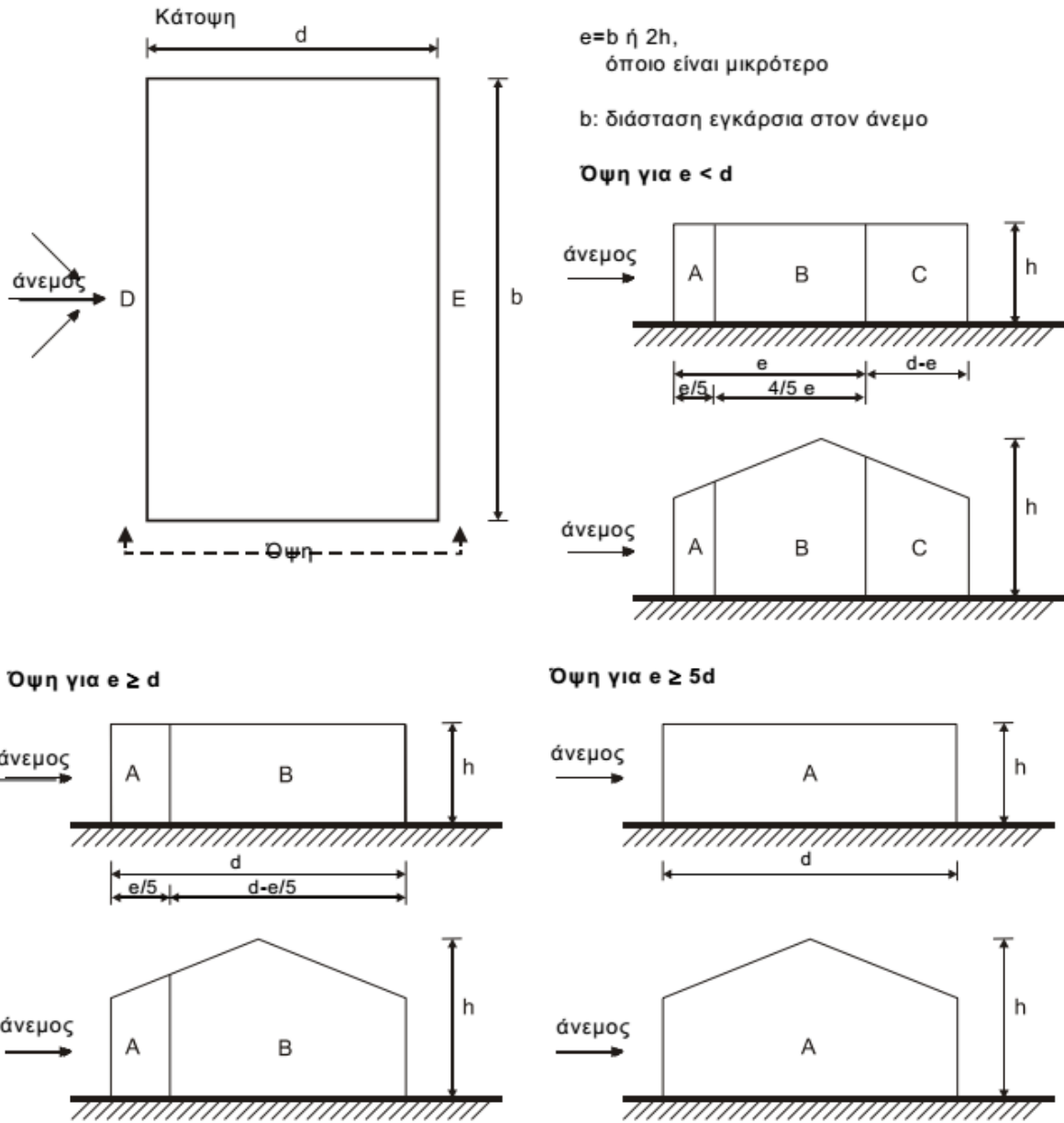
Είναι: $h < b$, συνεπώς οι επιβαλλόμενες ανεμοπιέσεις σε όλες τις επιφάνειες θα έχουν ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή (βλ. σχήμα 3.3.2.2).

$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(35, 2 \cdot 10) = 20 \text{ m} < d = 30 \text{ m}$, συνεπώς επί των κατακόρυφων επιφανειών του κτιρίου διακρίνουμε τις επιφάνειες A, B, C, D, E (βλ. σχήμα 3.3.2.3).



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 3.3.2.2: Ύψος αναφοράς z_e και αντιστοίχου κατανομή πιέσεων ανέμου καθ' ύψος του κτιρίου (Πηγή: EN 1991-1-4)



Σχήμα 3.3.2.3: Διάκριση περιοχών διαφορετικού συντελεστή πίεσης ανέμου σε κατακόρυφους τοίχους (Πηγή: EN 1991-1-4)

$h / d = 10 / 30 = 0.33$, και με γραμμική παρεμβολή στον πίνακα 3.3.2.1 μεταξύ των στηλών $c_{pe,10}$, έχουμε: $c_{pe,A} = -1.2$, $c_{pe,B} = -0.8$, $c_{pe,C} = -0.5$, $c_{pe,D} = 0.71$, $c_{pe,E} = -0.32$.

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Πίνακας 3.3.2.1: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (Πηγή: EN 1991-1-4)

Τώρα υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης στη στέγη.

$$\text{Κλίση στέγης: } a = \text{atan}(1.5 / 7.5) = 11.3^\circ$$

$$h = 11.5 \text{ m και } e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(35, 2 \cdot 11.5) = 23 \text{ m}$$

Η στέγη του υπό εξέταση κτιρίου είναι επαναλαμβανόμενη, σύμφωνα με την §7.2.7 του EN 1991-1-4 και για την διαίρεσή της σε υποπεριοχές για την εξαγωγή των συντελεστών πίεσης, κάποια τμήματά της θεωρούνται ως τμήματα μονοκλινούς στέγης και κάποια άλλα ως τμήματα δικλινούς, σύμφωνα με τα οριζόμενα στον κανονισμό. Με βάση αυτά, τα σχήματα και τους πίνακες που παρατίθενται παρακάτω, διακρίνουμε τις F1, G1, H1, F2, G2, H2, I3, I4 υποπεριοχές, με αντίστοιχους συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$c_{pe,F1} = -1.2, c_{pe,G1} = -0.95, c_{pe,H1} = -0.41, c_{pe,F2} = -2.43, c_{pe,G2} = -1.26, c_{pe,H2} = -0.86,$$

$$c_{pe,I3} = -0.24, c_{pe,I4} = -0.28$$

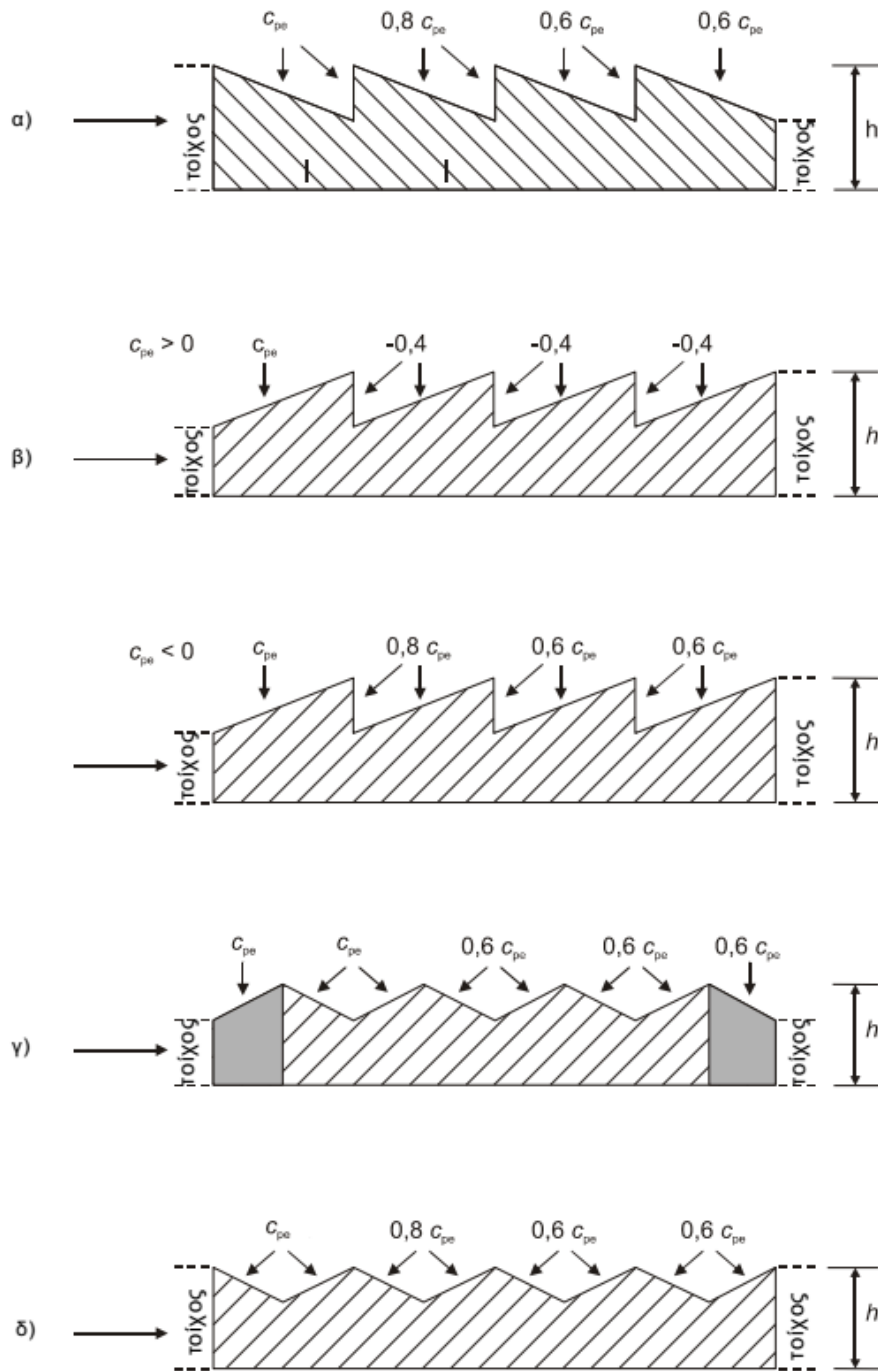
Για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης, θεωρούμε πως στο κτίριο υπάρχει μόνο μία δεσπόζουσα πλευρά (η πλευρά όπου βρίσκεται η θύρα του κτιρίου) και πως η επιφάνεια του ανοίγματος σε αυτή την πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές. Σε αυτή την περίπτωση, σύμφωνα με την §7.2.9 του κανονισμού θα είναι:

$$c_{pi} = 0.9 * c_{pe,m}, \text{ όπου:}$$

$c_{pe,m}$ = σταθμισμένη τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης της πλευράς επί της οποίας βρίσκεται το άνοιγμα

$$c_{pe,m} = (-1.2 * 41.6 - 0.8 * 172.15 - 0.5 * 108.75) / (41.6 + 172.15 + 108.75) = -0.75$$

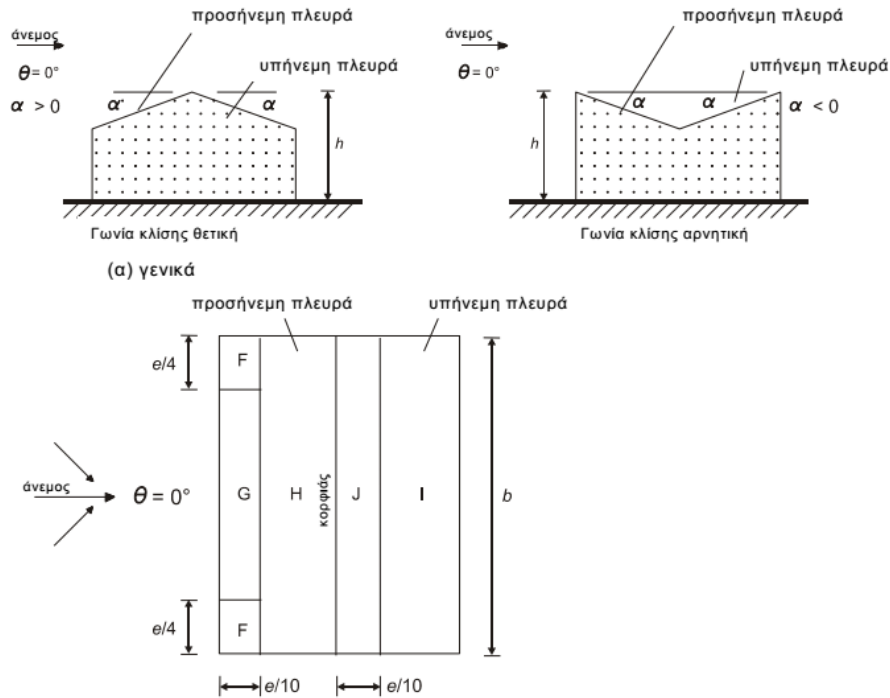
$$\text{Άρα: } c_{pi} = 0.9 * (-0.75) = -0.68$$



ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Στη μορφή β θα πρέπει να θεωρούνται δύο περιπτώσεις ανάλογα με το πρόσημο του συντελεστή πίεσης c_{pe} στην πρώτη στέγη.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Στη μορφή γ το πρώτο c_{pe} είναι το c_{pe} της μονοκλινούς στέγης, το δεύτερο και όλα τα επόμενα c_{pe} είναι τα c_{pe} της δικλινούς στέγης.

Σχήμα 3.3.2.4: Υπόμνημα για επαναλαμβανόμενες στέγες (Πηγή: EN 1991-1-4)



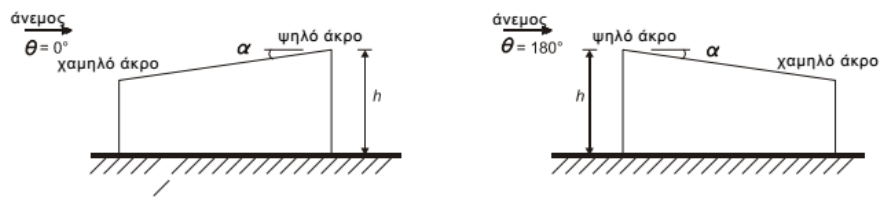
Σχήμα 3.3.2.5: Υπόμνημα για δικλινείς στέγες (Πηγή: EN 1991-1-4)

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

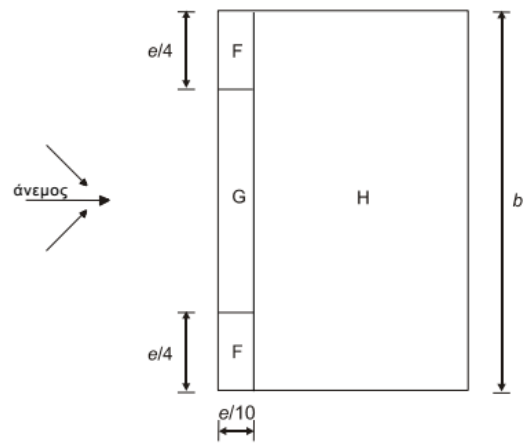
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για $\theta = 0^\circ$ η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha = -5^\circ$ έως $+45^\circ$, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, τέσσερις περιπτώσεις θα πρέπει να θεωρούνται όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου. (Οχι παρεμβολή μεταξύ $\alpha = +5^\circ$ και $\alpha = -5^\circ$, αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες στην 7.2.3). Οι τιμές ίσες με 0,0 δίνονται για σκοπούς παρεμβολής

Πίνακας 3.3.2.2: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες (Πηγή: EN 1991-1-4)



α) γενικά



β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ και $\theta = 180^\circ$

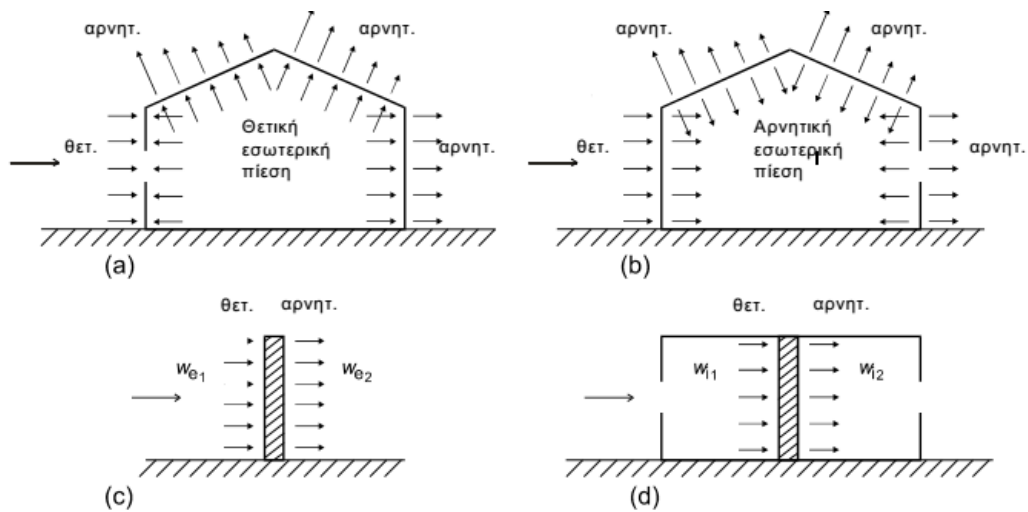
$e = b \text{ ή } 2h$
 όπου είναι μικρότερο

b: διάσταση εγκάρσια στον άνεμο

Σχήμα 3.3.2.6: Υπόμνημα για μονοκλινείς στέγες (Πηγή: EN 1991-1-4)

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$						Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Πίνακας 3.3.2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες (Πηγή: EN 1991-1-4)

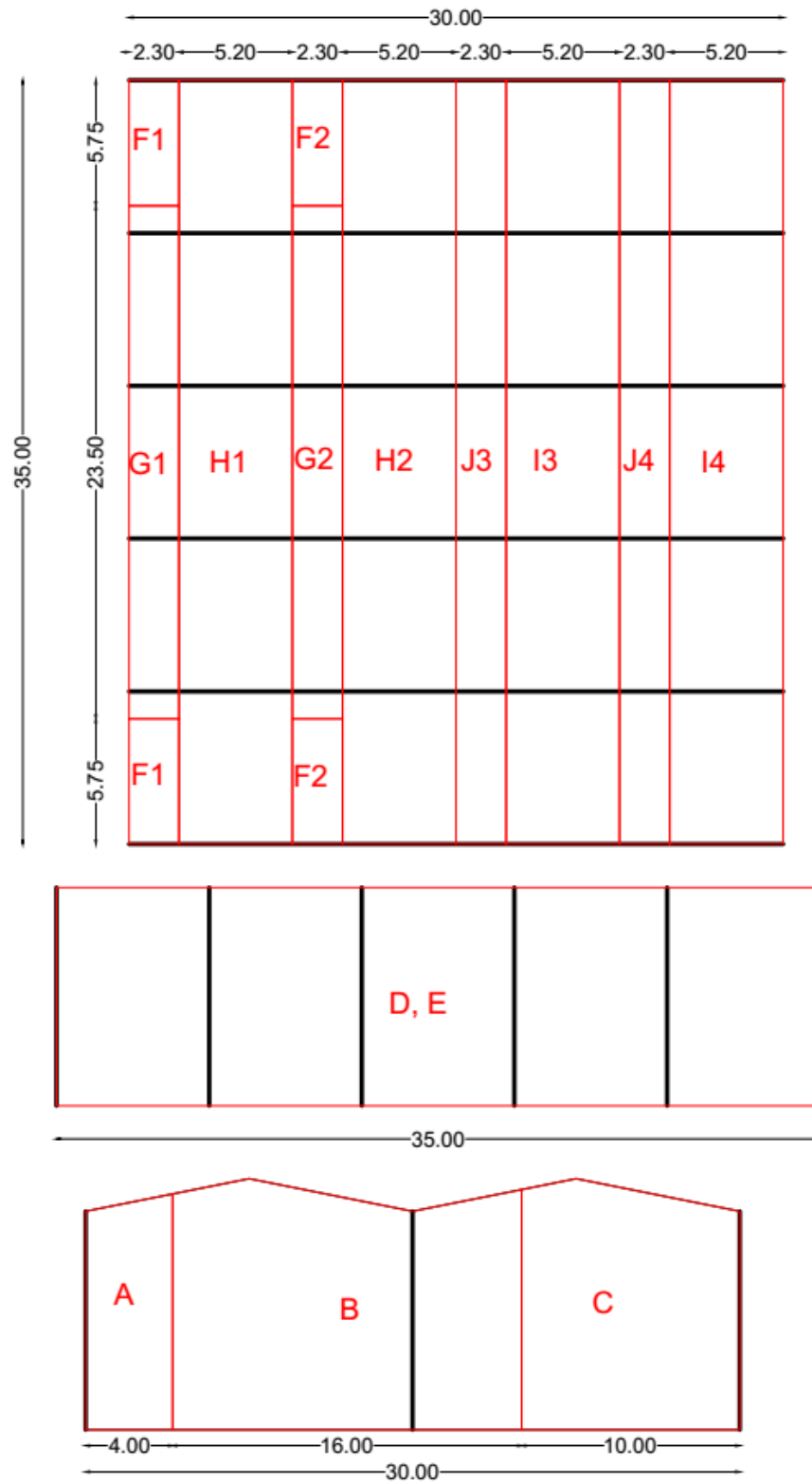


Σχήμα 3.3.2.7: Προσήμανση πιέσεων επί επιφανειών (Πηγή: EN 1991-1-4)

Επαναρχόμαστε στην αρχική σχέση υπολογισμού της πίεσης ανέμου ($w = q_p(z) * c_p$), και υπολογίζουμε την εξωτερική πίεση σε κάθε ζώνη και την εσωτερική πίεση (βλ. πίνακα 3.3.2.4). Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι ζώνες A, B, C, D, E, F, G, H, I των κατακόρυφων επιφανειών και της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$. Επιπλέον σχεδιάζονται και οι κύριοι φορείς και με βάση αυτά τα σχήματα προσδιορίζονται και τα γραμμικά φορτία, τα οποία εισάγονται στο μονέλο απευθείας πάνω στους κύριους φορείς.

ZΩΝΗ	c_p	$q_p(kN/m^2)$	$w(kN/m^2)$
A	-1.20	1.07	-1.28
B	-0.80	1.07	-0.86
C	-0.50	1.07	-0.54
D	0.71	1.07	0.76
E	-0.32	1.07	-0.34
F1	-1.20	1.07	-1.28
G1	-0.95	1.07	-1.02
H1	-0.41	1.07	-0.44
F2	-2.43	1.07	-2.60
G2	-1.26	1.07	-1.35
H2	-0.86	1.07	-0.92
I3	-0.24	1.07	-0.26
I4	-0.28	1.07	-0.30
ΕΣΩΤ.	-0.75	1.07	-0.80

Πίνακας 3.3.2.4: Υπολογισμός εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης ανέμου για $\theta = 0^\circ$



Σχήμα 3.3.2.8: Ζώνες υπολογισμού εξωτερικής πίεσης ανέμου για γωνία ανέμου $\theta = 0^\circ$

Ανάλυση στη διεύθυνση $\theta = 90^\circ$

Αρχικά υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης στις κατακόρυφες επιφάνειες.

Για αυτή τη διεύθυνση δράσης του ανέμου, είναι: $d = 35 \text{ m}$, $b = 30 \text{ m}$ και $h = 10 \text{ m}$.

Είναι: $h < b$, συνεπώς οι επιβαλλόμενες ανεμοπιέσεις σε όλες τις επιφάνειες θα έχουν ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή (βλ. σχήμα 3.3.2.2).

$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(30, 2 \cdot 10) = 20 \text{ m} < d = 35 \text{ m}$, συνεπώς επί των κατακόρυφων επιφανειών του κτιρίου διακρίνουμε τις επιφάνειες A, B, C, D, E (βλ. σχήμα 3.3.2.3).

$h / d = 10 / 35 = 0.29$, και με γραμμική παρεμβολή στον πίνακα 3.3.2.1 μεταξύ των στηλών $c_{pe,10}$, έχουμε: $c_{pe,A} = -1.2$, $c_{pe,B} = -0.8$, $c_{pe,C} = -0.5$, $c_{pe,D} = 0.71$, $c_{pe,E} = -0.32$.

Τώρα υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης στη στέγη.

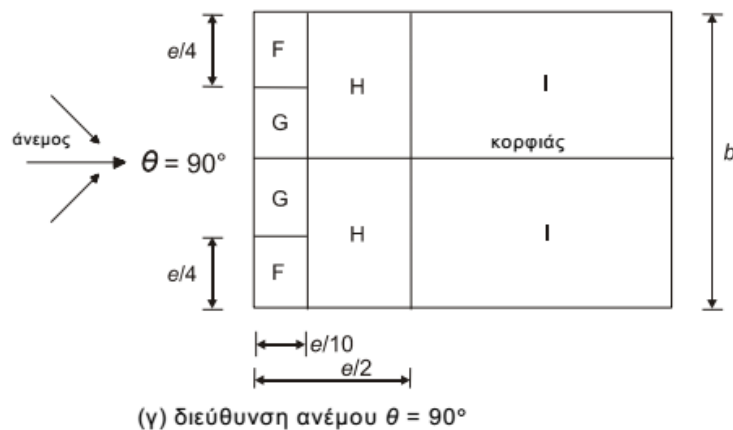
Κλίση στέγης: $\alpha = \text{atan}(1.5 / 7.5) = 11.3^\circ$

$h = 11.5 \text{ m}$ και $e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(30, 2 \cdot 11.5) = 23 \text{ m}$

Στην εξεταζόμενη διεύθυνση, η στέγη του κτιρίου εξετάζεται ως σύνθεση δύο δικλινών στεγών. Συνεπώς για τον υπολογισμό των εξωτερικών συντελεστών πίεσης θα λάβουμε υπόψη το σχήμα 3.3.2.9. Με βάση αυτά, τα σχήματα και τον πίνακα 3.3.2.5 που παρατίθενται παρακάτω, διακρίνουμε τις F, G, H, I υποπεριοχές, με αντίστοιχους συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$c_{pe,F} = -1.4$, $c_{pe,G} = -1.3$, $c_{pe,H} = -0.63$, $c_{pe,I} = -0.53$

Για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης, θεωρούμε πως στο κτίριο υπάρχει μόνο μία δεσπόζουσα πλευρά (η πλευρά όπου βρίσκεται η θύρα του κτιρίου) και πως η επιφάνεια του ανοίγματος σε αυτή την πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές. Σε αυτή την περίπτωση, σύμφωνα με την §7.2.9 του κανονισμού θα είναι: $c_{pi} = 0.9 \cdot c_{pe,D} = 0.9 \cdot 0.71 = 0.64$



Σχήμα 3.3.2.9: Υπόμνημα για δικλινείς στέγες (Πηγή: EN 1991-1-4)

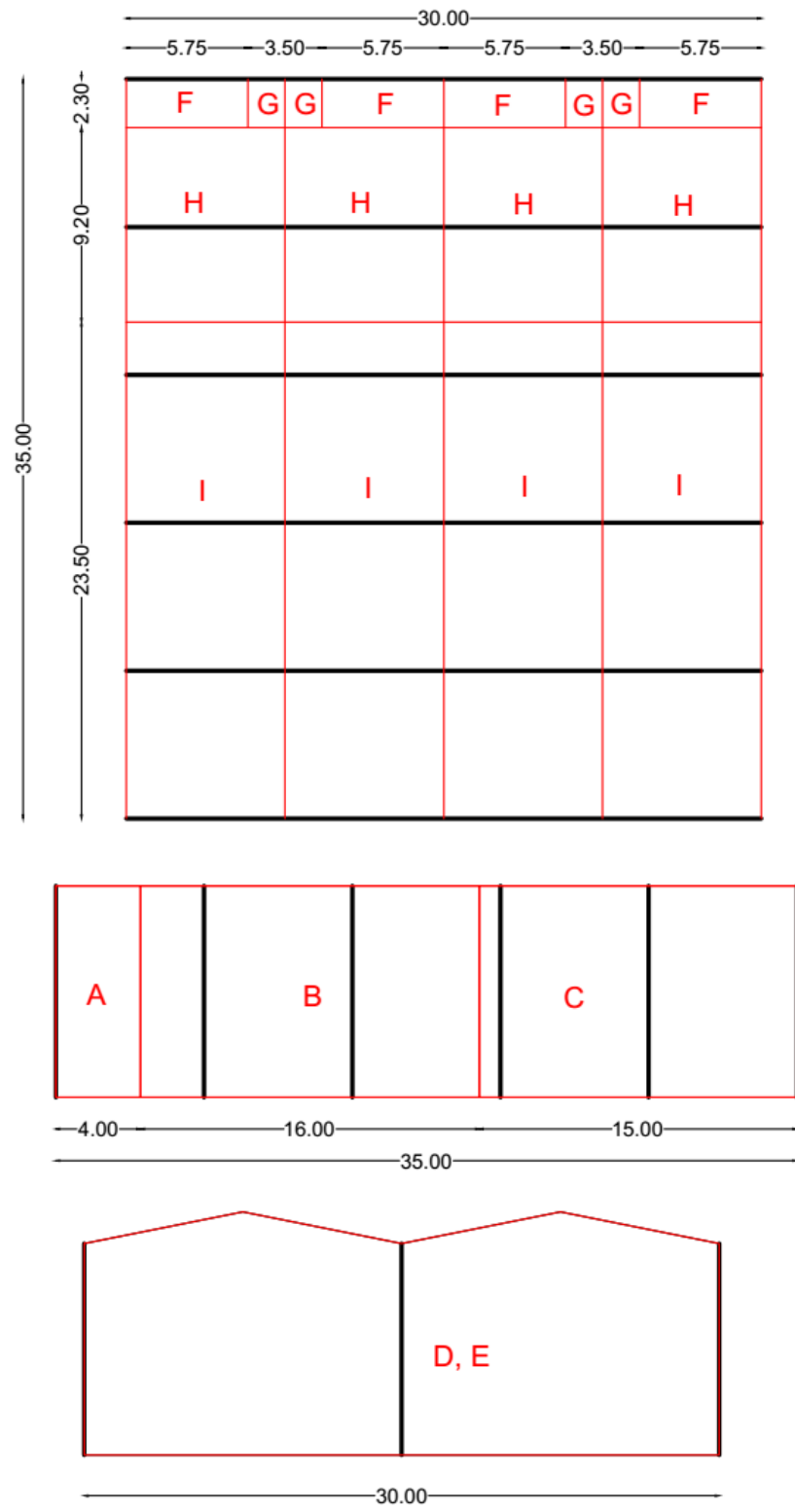
Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Πίνακας 3.3.2.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες (Πηγή: EN 1991-1-4)

Επανερχόμαστε στην αρχική σχέση υπολογισμού της πίεσης ανέμου ($w = q_p(z) * c_p$), και υπολογίζουμε την εξωτερική πίεση σε κάθε ζώνη και την εσωτερική πίεση (βλ. πίνακα 3.3.2.6). Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι ζώνες A, B, C, D, E, F, G, H, I των κατακόρυφων επιφανειών και της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$. Επιπλέον σχεδιάζονται και οι κύριοι φορείς και με βάση αυτά τα σχήματα προσδιορίζονται και τα γραμμικά φορτία, τα οποία εισάγονται στο μονέλο απευθείας πάνω στους κύριους φορείς.

ZΩNH	c_p	$q_p(kN/m^2)$	$w(kN/m^2)$
A	-1.20	1.07	-1.28
B	-0.80	1.07	-0.86
C	-0.50	1.07	-0.54
D	0.71	1.07	0.76
E	-0.32	1.07	-0.34
F	-1.40	1.07	-1.50
G	-1.30	1.07	-1.39
H	-0.63	1.07	-0.67
I	-0.53	1.07	-0.57
ΕΣΩΤ.	0.64	1.07	0.68

Πίνακας 3.3.2.6: Υπολογισμός εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης ανέμου για $\theta = 90^\circ$



Σχήμα 3.3.2.10: Ζώνες υπολογισμού εξωτερικής πίεσης ανέμου για γωνία ανέμου $\theta = 90^\circ$

3.4 Σεισμικά φορτία

Η προσομοίωση και ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων γίνεται σύμφωνα με τα οριζόμενα στον EN 1998-1, και πιο συγκεκριμένα με χρήση του φάσματος απόκρισης. Ο φορέας αναμένεται να παρουσιάσει αντοχή και στη μη γραμμική περιοχή, συνεπώς δύναται να σχεδιαστεί για ανάληψη δυνάμεων μικρότερων από αυτές που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Η ικανότητα αυτή του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του αλλά και άλλων μηχανισμών, επιτρέπει τη χρήση φάσματος σχεδιασμού με συντελεστές συμπεριφοράς q_x , q_y , πιθανόν διαφορετικούς στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, σύμφωνα με τον πίνακα 3.4.1. Παρ'όλα αυτά, στην περίπτωση μας, το μεγαλύτερο ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους της κατασκευής (αντεστραμμένο εκκρεμές) και επιπλέον, λόγω της λειτουργίας γερανογεφυρών στο κτίριο, υπάρχουν σημαντικοί περιορισμοί στην παραμορφωσιμότητα των μελών. Συνεπώς επιλέγονται συντελεστές συμπεριφοράς που αντιστοιχούν σε σχεδόν ελαστική ανάλυση, ήτοι: $q_x = q_y = 1.5$. Η κατακόρυφη σεισμική δράση δεν εξετάζεται στην παρούσα εργασία, καθώς κρίνεται μη κρίσιμη.

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

Πίνακας 3.4.1: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη (Πηγή: EN 1998-1)

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

όπου

a_g, S, T_C and T_D όπως ορίζονται στην 3.2.2.2;

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για τον β είναι 0,2.

Πίνακας 3.4.2: Σχέσεις υπολογισμού για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης (Πηγή: EN 1998-1)

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

Πίνακας 3.4.3: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα απόκρισης τύπου 1 (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1998-1)

Στην περίπτωση μας, θεωρούμε πως το έδαφος στην περιοχή του έργου είναι τύπου B, συνεπώς από τον πίνακα 3.4.3, έχουμε: $S = 1.2$, $T_B = 0.15 \text{ sec}$, $T_C = 0.5 \text{ sec}$, $T_D = 2.5 \text{ sec}$.

Σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, που δίνεται στο ελληνικό εθνικό προσάρτημα, ο νομός Καρδίτσας κατατάσσεται εξ'ολοκλήρου στην «Z2» ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και $a_{gR} = 0.24 * g = 0.24 * 10 = 2.4 \text{ m/sec}^2$

Zώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

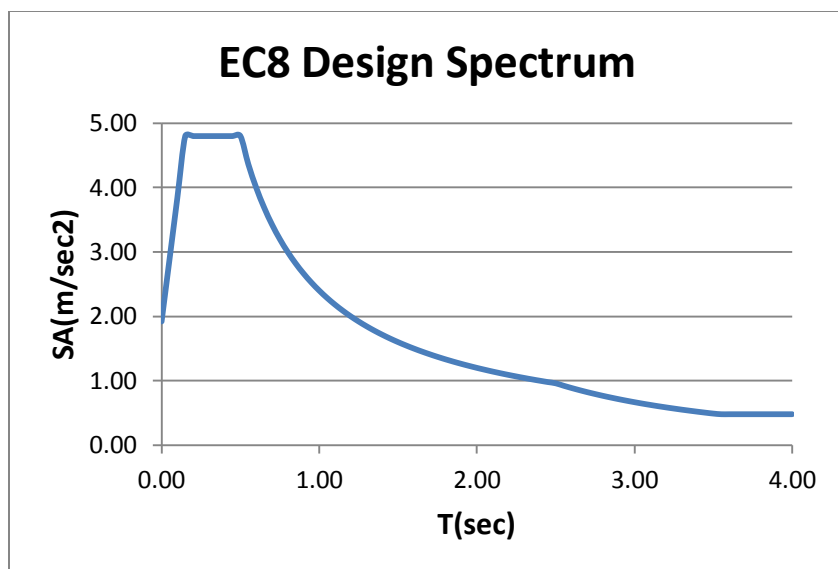
Πίνακας 3.4.4: Τιμές αναφοράς της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1998-1)

Αναφορικά με τη σπουδαιότητα του έργου, αυτό κατατάσσεται, σύμφωνα με τον κανονισμό, στην κατηγορία «II», συνεπώς: $\gamma_I = 1$. Άρα: $a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1 * 2.4 = 2.4 \text{ m/sec}^2$

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

Πίνακας 3.4.5: Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1998-1)

Πλέον όλες οι παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των φασματικών επιταχύνσεων είναι γνωστές και με βάση τις σχέσεις που παρουσιάζονται στον πίνακα 3.4.2, υπολογίζονται τα φάσματα σχεδιασμού κατά την X, Y-διεύθυνση, τα οποία εισάγονται και στο μοντέλο ανάλυσης.



Σχήμα 3.4.1: Φάσμα σχεδιασμού για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις

3.5 Φορτία λόγω της λειτουργίας των γερανογεφυρών

Τα φορτία των γερανογεφυρών είναι τριλής φύσης: μόνιμα, κινητά και τυχηματικά, όπου τα τελευταία αφορούν την ενδεχόμενη πρόσκρουση τμημάτων της γερανογέφυρας και στα πλαίσια της παρούσας εργασίας δε θα εξεταστούν. Μια άλλη διάκριση των φορτίων είναι σε κατακόρυφα και οριζόντια, τα οποία είναι προφανές ότι ασκούνται ταυτόχρονα.

Τα κατακόρυφα φορτία επί των δοκών κυλίσεως οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το αναρτώμενο φορτίο μπορούν να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων, είναι φανερό ότι για τη διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως, αλλά και του κτιρίου πρέπει να ληφθεί υπόψη η θέση που προκαλεί επ'αυτών τις δυσμενέστερες δράσεις. Όταν σε περιπτώσεις ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες. Το συνολικό φορτίο κάθε φορείου θεωρείται ότι επιμερίζεται εξ'ίσου στους δύο τροχούς. Η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων επί των δοκών κυλίσεως γίνεται κατά δυναμικό τρόπο. Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής δυναμικών, προσαυξητικών συντελεστών επί των στατικών προσδιοριζόμενων δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών επηρεάζονται από τον τύπο της ανάρτησης, από το είδος του αναρτώμενου φορτίου και από την ταχύτητα ανύψωσης.

Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται επί της δοκού κυλίσεως από τη γερανογέφυρα προκαλούνται αφ' ενός από την επιτάχυνση ή την επιβράδυνση κατά την κίνησή της και αφ'ετέρου από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές. Είναι φανερό ότι τα οριζόντια φορτία ασκούνται συγχρόνως με τα κατακόρυφα. Και επί των οριζόντιων φορτίων εφαρμόζονται δυναμικοί, προσαυξητικοί συντελεστές.

Δυναμικοί συντελεστές	Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Εφαρμόζονται στο
φ_1	-διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
φ_2 ή φ_3	-δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος στο γερανό -δυναμικές επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες	φορτίο βαρούλκου
φ_4	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
φ_5	-δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης
φ_6	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
φ_7	-δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

Πίνακας 3.5.1: Δυναμικοί συντελεστές φ_i (Πηγή: EN 1991-3)

	Σύμβολο	Παράγραφος	Ομάδες φορτίων										
			ULS							Φορτίο δοκιμής	Τυχηματικό		
			1	2	3	4	5	6	7				8
1	Ίδιο βάρος γερανού	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Φορτίο βαρούλκου	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	$\eta^{1)}$	-	1	1
3	Επιτάχυνση γερανογέφυρας	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Λοξότητα γερανογέφυρας	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή πέδηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Ανεμοπίεση κατά τη λειτουργία	F_w^*	Παράρτ.Α	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Φορτίο δοκιμής	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Δύναμη πλάγιας πρόσκρουσης	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ανεμοπίεση χωρίς λειτουργία, βλ. Παράρτημα Α.

¹⁾ η είναι ο λόγος του φορτίου βαρούλκου που παραμένει προς το φορτίο ανάρτησης όταν αυτό αφαιρείται, το οποίο όμως δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος του γερανού.

Πίνακας 3.5.2: Ομάδες φορτίων και δυναμικοί συντελεστές, που θα λαμβάνονται ως χαρακτηριστική δράση γερανού (Πηγή: EN 1991-3)

Στο υπό μελέτη κτίριο, η γερανογέφυρα έχει ανυψωτική ικανότητα 5 ton = 50 kN, άνοιγμα 15 m και συνολικό βάρος 25.9 kN, ενώ το βάρος του φορείου είναι 7.1 kN. Κατατάσσεται στην κατηγορία ανύψωσης HC2, με ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου 8 m/min. Η δε απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως είναι 750 mm. Η γερανογέφυρα κινείται σε κάθε άκρο της επί δύο τροχών απεχόντων μεταξύ τους 2.5 m, πάνω στη δοκό κυλίσεως, η οποία, με τη σειρά της, εδράζεται πάνω σε βραχείς προβόλους σε αποστάσεις 7 m μεταξύ τους. Στα επόμενα, υπολογίζονται τα φορτία που οφείλονται στη λειτουργία της γερανογέφυρας και τα οποία εισάγονται στους κοντούς προβόλους.

Δυναμικοί συντελεστές φ_i

(φ_1): Ο συντελεστής φ_1 εφαρμόζεται μόνο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και λαμβάνει υπ'όψη τη δυναμική διέγερσή της κατά την ανύψωση του φορτίου από το έδαφος. Είναι: $\varphi_1 = 1 + 0.1 = 1.1$

(φ_2): Ο συντελεστής φ_2 εφαρμόζεται στο ανυψούμενο φορτίο και λαμβάνει υπ'όψη του τη δυναμική επιρροή όταν το φορτίο αυτό μεταφέρεται από το έδαφος στη γερανογέφυρα. Είναι: $\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 * v_h = 1.1 + 0.34 * 8/60 = 1.15$, όπου:

$\varphi_{2,\min}$, β_2 προσδιορίζονται από τον πίνακα 3.5.3 και

v_h = η ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου σε m/sec

Κατηγορία βαρούλκου που εφαρμόζεται	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι γερανοί κατατάσσονται σε κατηγορίες βαρούλκων HC1 έως HC4 ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου από το έδαφος στον γερανό. Η επιλογή κατηγορίας εξαρτάται από το συγκεκριμένο τύπο του γερανού, βλέπε συστάσεις στο Παράρτημα Β.

Πίνακας 3.5.3: Τιμές για τα β_2 , $\varphi_{2,\min}$ (Πηγή: EN 1991-3)

(φ_3): Ο συντελεστής αυτός αφορά επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου, εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες, Στην περίπτωση μας δεν υπάρχει αυτή η δυνατότητα, συνεπώς: $\varphi_3 = 1$.

(φ_4): Ο συντελεστής φ_4 εφαρμόζεται τόσο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας, όσο και στο ανυψούμενο φορτίο. Θεωρώντας ότι ικανοποιούνται οι κατασκευαστικές ανοχές που ορίζονται στο EN 1993-6, είναι: $\varphi_4 = 1$.

(φ₅): Ο συντελεστής φ₅ λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική επιρροή της δύναμης προώθησης και εφαρμόζεται επί των οριζοντίων (κατά μήκος και εγκάρσιων) δυνάμεων που αναπτύσσονται στις τροχιές κατά την επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας. Στην περίπτωση μας, θεωρούμε: φ₅ = 1.5.

Παρατηρώντας τον πίνακα 3.5.2, βλέπουμε πως η πλέον δυσμενής ομάδα φορτίων είναι η «1» και συνεπώς στη συνέχεια ο υπολογισμός των φορτίων αφορά αυτή την ομάδα φόρτισης.

Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία έχουν μόνιμη και κινητή προέλευση. Επί των μόνιμων, εφαρμόζεται συντελεστής φ₁ και επί των κινητών συντελεστής φ₂. Με βάση αυτά έχουμε:

- Μόνιμο φορτίο, που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως:
 $\Sigma G_{\max} = (\frac{1}{2} * 25.9 + 7.1 * 14.25/15) * 1.1 = 21.66 \text{ kN}$, και ανά τροχό: $G_{\max} = 10.83 \text{ kN}$
- Μόνιμο φορτίο, που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως:
 $\Sigma G_{\min} = (\frac{1}{2} * 25.9 + 7.1 * 0.75/15) * 1.1 = 14.64 \text{ kN}$, και ανά τροχό: $G_{\min} = 7.32 \text{ kN}$
- Κινητό φορτίο, που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως:
 $\Sigma Q_{\max} = 50 * 14.25/15 * 1.15 = 54.63 \text{ kN}$, και ανά τροχό: $Q_{\max} = 27.31 \text{ kN}$
- Κινητό φορτίο, που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως:
 $\Sigma Q_{\min} = 50 * 0.75/15 * 1.15 = 2.88 \text{ kN}$, και ανά τροχό: $Q_{\min} = 1.44 \text{ kN}$

Η εφαρμογή των κατακόρυφων φορτίων επί των βραχέων προβόλων στο μοντέλο ανάλυσης γίνεται με την παραδοχή αμφιέριστης στήριξης των δοκών κυλίσεως μεταξύ δύο διαδοχικών προβόλων και με εφαρμογή της μεθόδου των γραμμών επιρροής.

Οριζόντια φορτία

Τα οριζόντια φορτία οφείλονται στην επιτάχυνση ή την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ή και στην παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας (λοξή ως προς τις τροχιές), είναι κινητά φορτία και ασκούνται κατά μήκος των δοκών κυλίσεως ή εγκάρσιως προς αυτές. Ο υπολογισμός των εγκάρσιων δυνάμεων είναι απαραίτητος για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο των δοκών κυλίσεως, ωστόσο σε αυτή την εργασία οι δοκοί κυλίσεως δεν μοντελοποιούνται, συνεπώς οι εγκάρσιες δυνάμεις δεν υπολογίζονται στην παρούσα φάση και δεν εισάγονται στο μοντέλο ανάλυσης.

Για τον υπολογισμό των διαμήκων δυνάμεων, υποθέτουμε ότι σε κάθε τροχιά υπάρχει ένας κινητήριος τροχός με ανεξάρτητη κίνηση, άρα: $m_w = 2$ και επίσης ότι ο συντελεστής τριβής τροχού – τροχιάς είναι: $\mu = 0.2$.

Κινητήρια δύναμη: $K = \mu * m_w * G_{\min} = 0.2 * 2 * 7.32 = 2.93 \text{ kN}$

Οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις: $H_{L,1} = H_{L,2} = \phi_5 * K * 1/n_r = 1.5 * 2.93 * \frac{1}{2} = 2.2 \text{ kN}$

Ταυτόχρονη λειτουργία γερανογεφυρών

Στην παρούσα εργασία, λειτουργούν δύο γερανογέφυρες σε δύο παράλληλες αίθουσες επί διαφορετικών τροχιών. Η ταυτόχρονη δράση τους μπορεί να ληφθεί σύμφωνα με τον πίνακα 3.5.4, ωστόσο θεωρούμε πως οι δύο γερανογέφυρες λειτουργούν ταυτόχρονα και εξετάζονται τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις σχετικής θέσης τους εντός του υποστέγου.

	Γερανογέφυρες στις ίδιες τροχιές	Γερανογέφυρες στο ίδιο φάτνωμα	Γερανογέφυρες σε κτίρια με παράλληλες αίθουσες	
Κατακόρυφα Φορτία	3	4	4	2
Οριζόντια Φορτία	2	2	2	2

Πίνακας 3.5.4: Πολλαπλές γερανογέφυρες σε κτίρια (Πηγή: EN 1991-3)

3.6 Φορτία λόγω ίδιου βάρους των μελών της κατασκευής

Τα ίδια βάρη των μεταλλικών στοιχείων της κατασκευής υπολογίζονται αυτόματα από το υπολογιστικό πρόγραμμα ανάλυσης, με βάση το ειδικό βάρος του χάλυβα ($78.5 \text{ kN} / \text{m}^3$) και τις διαστάσεις του εκάστοτε μέλους.

3.7 Συνδυασμοί φορτίσεων

Όλες οι παραπάνω δράσεις, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις (αστοχίας και λειτουργικότητας) και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, αφορούν καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (βλ. πίνακα 3.7.1) και καταστάσεις σεισμού (βλ. πίνακα 3.7.2).

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι: ο χαρακτηριστικός συνδυασμός, ο συχνός συνδυασμός και ο οιονεί μόνιμος συνδυασμός. Εκ των τριών στην, παρούσα εργασία θα μορφωθούν μόνο χαρακτηριστικοί συνδυασμοί δράσεων, ως δυσμενέστεροι, σύμφωνα με τον πίνακα 3.7.3.

Μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξισ. 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Εξισ. 6.10b)	$\xi_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\xi_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Μεταβλητές δράσεις είναι αυτές που εξετάζονται στον Πίνακα A1.1

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές γ είναι οι ακόλουθες:
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)
 $\xi = 0,925$
 Βλέπε επίσης EN 1991 έως EN 1999 για τις τιμές του γ , οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν για επιβαλλόμενες παραμορφώσεις.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι χαρακτηριστικές τιμές όλων των μόνιμων δράσεων από μία πηγή πολλαπλασιάζονται με το $\gamma_{G,sup}$ εάν το συνολικό προκύπτον αποτέλεσμα της δράσης είναι δυσμενές και με το $\gamma_{G,inf}$ εάν το συνολικό προκύπτον αποτέλεσμα της δράσης είναι ευνοϊκό. Για παράδειγμα, όλες οι δράσεις που προέρχονται από το ίδιο βάρος του φορέα μπορούν να θεωρηθούν ως προερχόμενες από μία πηγή. Αυτό ισχύει επίσης σε περίπτωση που εμπλέκονται διαφορετικά υλικά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3: Για εξειδικευμένους ελέγχους, οι τιμές για τα γ_G και γ_Q μπορούν να υποδιαιρεθούν σε γ_g και γ_q και στο συντελεστή αβεβαιότητας του προσομοιώματος γ_{SD} . Στις πλέον συνήθεις περιπτώσεις μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του γ_{SD} μεταξύ 1,05 και 1,15.

Πίνακας 3.7.1: Τιμές σχεδιασμού δράσεων για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1990)

Καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη τυχηματική ή σεισμική δράση	Συνοδευτικές μεταβλητές δράσεις (**)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
Τυχηματικές (*) (Εξισ. 6.11α/β)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Σεισμικές (Εξισ. 6.12α/β)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_I A_{EK}$ ή A_{ED}		$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

(*) Βλέπε επίσης EN 1991-1-2.
 (**) Μεταβλητές δράσεις είναι αυτές που εξετάζονται στον Πίνακα A1.1.

Πίνακας 3.7.2: Τιμές σχεδιασμού δράσεων για καταστάσεις σεισμού (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1990)

Combination	Permanent actions G_d		Variable actions Q_d	
	Unfavourable	Favourable	Leading	Others
Characteristic	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,l}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Frequent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,l}Q_{k,l}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Quasi-permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,l}Q_{k,l}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

Πίνακας 3.7.3: Τιμές σχεδιασμού δράσεων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Πηγή: EN 1990)

Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 λαμβάνονται από τον πίνακα 3.7.4. Ειδικά για τις δράσεις που οφείλονται στη λειτουργία γερανογεφυρών, οι συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται: $\gamma = 1.35$, τόσο για τις μόνιμες, όσο και για τις μεταβλητές δράσεις. Ειδικά στους τυχηματικούς συνδυασμούς, ο συντελεστής « γ » λαμβάνεται ίσος με «1». Είναι φανερό ότι όταν η παρουσία της γερανογέφυρας είναι ευμενής για κάποια δομικά στοιχεία, η κατάσταση αυτή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με $\gamma = 0$. Για τους συντελεστές συνδυασμού των δράσεων προβλέπονται οι τιμές: $\psi_0 = 1$, $\psi_1 = 0.9$, $\psi_2 = (\text{Μόνιμες δράσεις}) / (\text{Συνολικές δράσεις}) = (21.66+14.64) / (21.66+14.64+54.63+2.88) = 0.4$. Όλα τα παραπάνω, φαίνονται και στους πίνακες 3.7.5, 3.7.6.

Οι σεισμικές δράσεις κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις X, Y συνδυάζονται ως εξής:

1. $E_x + 0.3 \cdot E_y + \dots$ (υπόλοιπες δράσεις)
2. $E_y + 0.3 \cdot E_x + \dots$ (υπόλοιπες δράσεις)

Με βάση όλα τα παραπάνω, μορφώνονται συνολικά 18 συνδυασμοί φορτίσεων, εκ των οποίων οι 10 αφορούν την Ο.Κ.Α (ULC) και οι 8 την Ο.Κ.Λ (SLC). Παρ'όλα αυτά η ταυτόχρονη λειτουργία των γερανογεφυρών σε παράλληλες αίθουσες (βλ. §3.5), τελικά οδηγεί σε $4 \cdot 18 = 72$ συνδυασμούς φορτίσεων. Εξ'αυτών, οι $4 \cdot 8 = 32$ αποκλείονται ως μη κρίσιμοι και τελικά απομένουν $4 \cdot 10 = 40$ συνδυασμοί φορτίσεων. Στον πίνακα 3.7.7 απεικονίζονται οι 10 συνδυασμοί (6 Ο.Κ.Α και 4 Ο.Κ.Λ), οι οποίοι εφαρμόζονται και στα τέσσερα διαφορετικά σενάρια λειτουργίας των γερανογεφυρών.

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7 0	0,5 0	0,3 0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 3.7.4: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ
(Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1990)

Δράση	Συμβολισμός	Κατάσταση	
		Μόνιμη/Παροδική	Τυχηματική
Μόνιμες δράσεις γερανού			
- δυσμενείς	$\gamma_{G\text{ sup}}$	1,35	1,00
- ευμενείς	$\gamma_{G\text{ inf}}$	1,00	1,00
Μεταβλητές δράσεις γερανού			
- δυσμενείς	$\gamma_{Q\text{ inf}}$	1,35	1,00
- ευμενείς	$\gamma_{Q\text{ inf}}$		
παρόντος του γερανού		1,00	1,00
απόντος του γερανού		0,00	0,00
Λοιπές μεταβλητές δράσεις	γ_Q		
- δυσμενείς		1,50	1,00
- ευμενείς		0,00	0,00
Τυχηματικές δράσεις	γ_A		1,00

Πίνακας 3.7.5: Συνιστώμενες τιμές συντελεστών γ γερανογεφυρών (Πηγή: EN 1991-3)

Δράση	Συμβολισμός	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Μεμονωμένος γερανός ή ομάδες φορτίων από γερανούς	Q_r	ψ_0	ψ_1	ψ_2

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίδει τιμές για τους συντελεστές ψ . Συνιστώνται οι ακόλουθες τιμές για τους ψ :

$$\psi_0 = 1,0$$

$$\psi_1 = 0,9$$

$$\psi_2 = \text{λόγος της μόνιμης δράσης του γερανού προς τη συνολική δράση του γερανού.}$$

Πίνακας 3.7.6: Συντελεστές ψ για φορτία γερανών (Πηγή: EN 1991-3)

		A/A	Συνδυασμοί δράσεων
Ο. Κ. Α	Διαρκείας ή παροδικές	ULC_1	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.35 \cdot Q_c + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_r + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W_x$
		ULC_2	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.35 \cdot Q_c + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_r + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W_y$
		ULC_3	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_x + 1.35 \cdot Q_c + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_r + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S$
		ULC_4	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_y + 1.35 \cdot Q_c + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_r + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S$
	Σεισμικές	ULC_5	$G + 0.3 \cdot Q_r + E_x + 0.3 \cdot E_y$
		ULC_6	$G + 0.3 \cdot Q_r + E_y + 0.3 \cdot E_x$
Ο. Κ. Λ	Χαρακτηριστικές	SLC_1	$G + S + Q_c + 0.7 \cdot Q_r + 0.6 \cdot W_x$
		SLC_2	$G + S + Q_c + 0.7 \cdot Q_r + 0.6 \cdot W_y$
		SLC_3	$G + W_x + Q_c + 0.7 \cdot Q_r + 0.5 \cdot S$
		SLC_4	$G + W_y + Q_c + 0.7 \cdot Q_r + 0.5 \cdot S$
G = Μόνιμα φορτία κάθε τύπου			
Q _r = Κινητό φορτίο στέγης			
Q _c = Κινητό φορτίο γερανογέφυρας			
S = Φορτίο χιονιού			
W _x = Φορτίο ανέμου κατά την X - διεύθυνση			
W _y = Φορτίο ανέμου κατά την Y - διεύθυνση			
E _x = Φορτίο σεισμού κατά την X - διεύθυνση			
E _y = Φορτίο σεισμού κατά την Y - διεύθυνση			

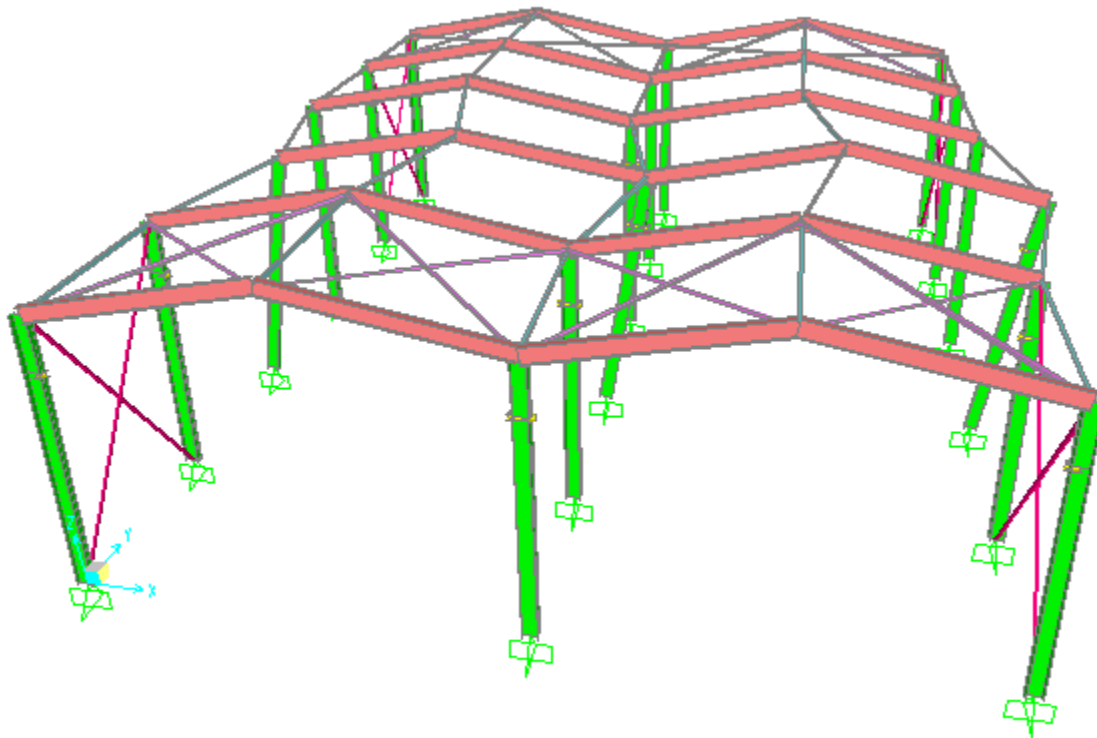
Πίνακας 3.7.7: Συνδυασμοί δράσεων

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

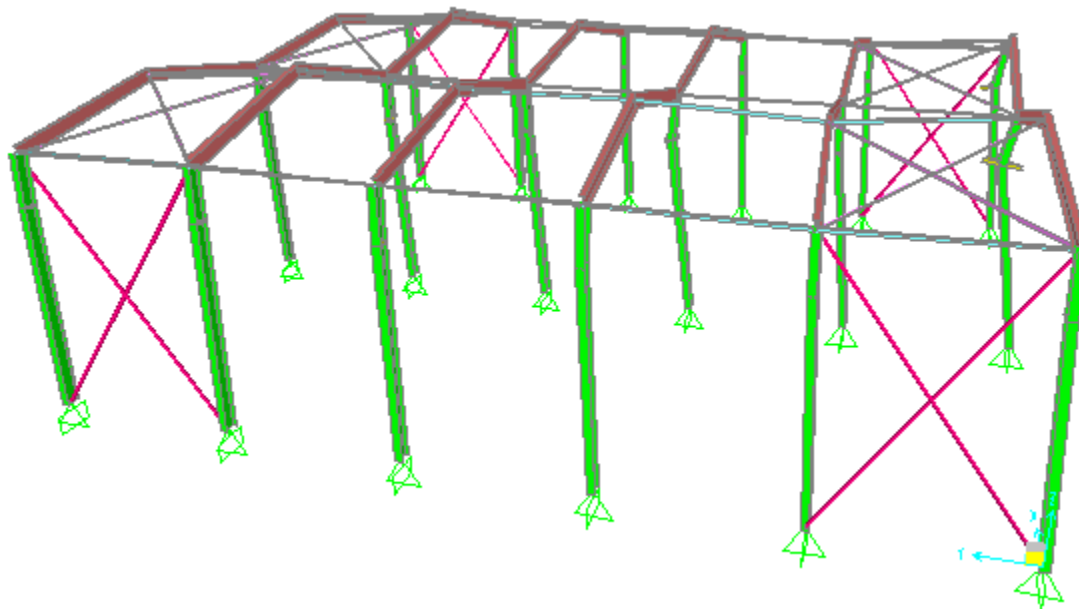
Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα με το πρόγραμμα SAP 2000. Τα μέλη διαστασιολογούνται στην Ο.Κ.Α. και έπειτα ελέγχονται ώστε να ικανοποιούνται οι περιορισμοί μετακινήσεων της Ο.Κ.Α. Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων γίνεται με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, όπως περιγράφεται στην §4.3.3.3 του EN 1998-1, με χρήση 25 ιδιομορφών, οι οποίες φαίνονται και στον παρακάτω πίνακα. Αναφορικά με την ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής, αυτή προκύπτει από τα πάσης φύσεως μόνιμα φορτία (ίδια βάρη, μόνιμα φορτία στέγης, γερανογέφυρας) με συντελεστή «1» και από τα κινητά φορτία στέγης με συντελεστή «0.3», σύμφωνα με τα οριζόμενα στην §4.2.4 του EN 1998-1.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.59	0.20	0.00	0.20	0.00	0.05	0.05
MODAL	Mode	2	0.55	0.16	0.00	0.36	0.00	0.10	0.15
MODAL	Mode	3	0.54	0.34	0.00	0.70	0.00	0.01	0.16
MODAL	Mode	4	0.51	0.29	0.00	0.99	0.00	0.32	0.48
MODAL	Mode	5	0.51	0.00	0.75	0.99	0.75	0.29	0.78
MODAL	Mode	6	0.45	0.00	0.00	0.99	0.75	0.01	0.79
MODAL	Mode	7	0.41	0.00	0.04	0.99	0.79	0.01	0.80
MODAL	Mode	8	0.36	0.00	0.01	0.99	0.80	0.00	0.80
MODAL	Mode	9	0.35	0.00	0.01	0.99	0.81	0.00	0.80
MODAL	Mode	10	0.29	0.00	0.01	0.99	0.82	0.01	0.82
MODAL	Mode	11	0.28	0.00	0.00	0.99	0.82	0.00	0.82
MODAL	Mode	12	0.28	0.00	0.01	0.99	0.82	0.04	0.86
MODAL	Mode	13	0.27	0.00	0.00	0.99	0.82	0.00	0.86
MODAL	Mode	14	0.25	0.00	0.02	0.99	0.84	0.03	0.89
MODAL	Mode	15	0.25	0.00	0.02	0.99	0.86	0.00	0.89
MODAL	Mode	16	0.24	0.00	0.00	0.99	0.86	0.00	0.89
MODAL	Mode	17	0.24	0.00	0.00	0.99	0.86	0.00	0.89
MODAL	Mode	18	0.24	0.00	0.00	0.99	0.86	0.00	0.89
MODAL	Mode	19	0.24	0.00	0.01	0.99	0.87	0.01	0.90
MODAL	Mode	20	0.23	0.00	0.00	0.99	0.87	0.00	0.90
MODAL	Mode	21	0.22	0.00	0.00	0.99	0.87	0.00	0.90
MODAL	Mode	22	0.22	0.00	0.01	0.99	0.87	0.00	0.90
MODAL	Mode	23	0.22	0.00	0.00	0.99	0.87	0.00	0.90
MODAL	Mode	24	0.21	0.00	0.00	0.99	0.87	0.00	0.90
MODAL	Mode	25	0.21	0.00	0.03	0.99	0.90	0.00	0.91

Πίνακας 4.1: Ιδιομορφές και ποσοστά συμμετοχής ιδιομορφικών μαζών



Σχήμα 4.1: Παραμορφωμένος φορέας λόγω της 1^{ης} ιδιομορφής



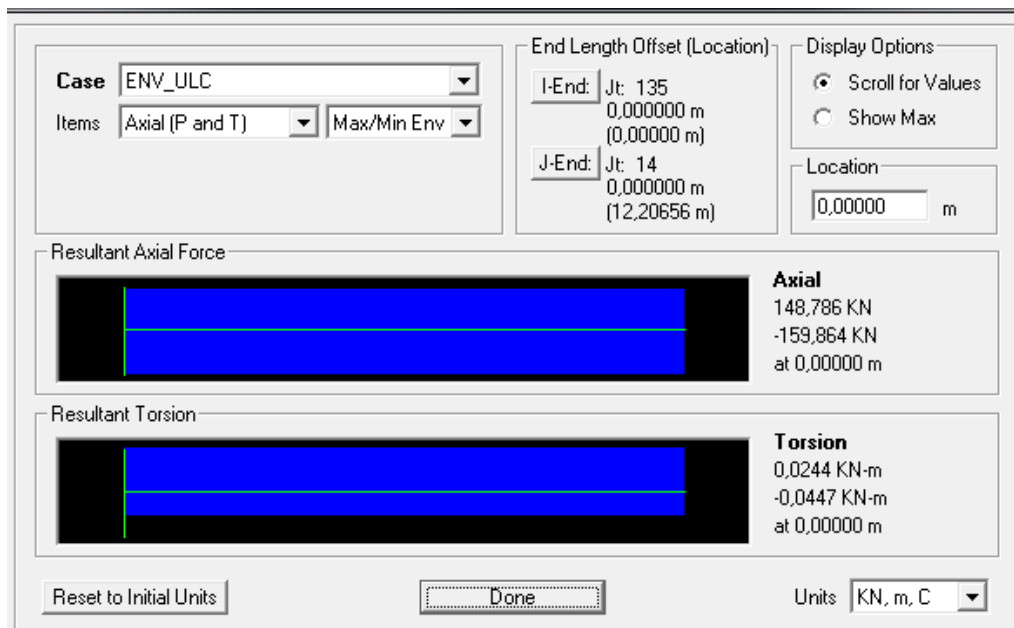
Σχήμα 4.2: Παραμορφωμένος φορέας λόγω της 5^{ης} ιδιομορφής

4.1 Διαστασιολόγηση μελών στην Ο.Κ.Α.

Η διαστασιολόγηση των μελών γίνεται σύμφωνα με τον EN 1993-1-1:2005. Η υιοθέτηση συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.5$ μας απαλλάσσει από τους ελέγχους της §6 του EN 1998-1, δηλαδή τα διάφορα μέλη, αλλά και οι συνδέσεις δεν σχεδιάζονται με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, αλλά με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση. Στο προηγούμενο κεφάλαιο, έχουν ήδη υπολογιστεί 24 συνδυασμοί φορτίσεων στην Ο.Κ.Α., οι οποίοι αφορούν και τις διάφορες, πιθανές, σχετικές θέσεις των γερανογεφυρών. Προς διευκόλυνση της ανάλυσης, δημιουργείται και ένας πρόσθετος φορτικός συνδυασμός, που είναι η περιβάλλουσα των 24 προηγούμενων συνδυασμών. Με βάση αυτόν τον τελευταίο συνδυασμό, πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των μελών. Πέραν αυτών, γίνεται διαστασιολόγηση και έλεγχος των δοκών κυλίσεως των γερανογεφυρών.

Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για τη διαστασιολόγηση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, γίνεται η παραδοχή πως στην Ο.Κ.Α. μόνο το ένα από τα δύο μέλη λειτουργεί (το εφελκόμενο), καθώς το άλλο λυγίζει (το θλιβόμενο). Συνεπώς το εφελκόμενο μέλος σχεδιάζεται ώστε να μπορεί να αναλάβει και τη δύναμη του θλιβόμενου.



Από την επίλυση του μοντέλου λαμβάνουμε την πλέον δυσμενή περίπτωση και είναι:

$$N_{Ed} = 2 * 159.864 = 319.73 \text{ kN}$$

Για την επιλεγείσα διατομή (κατηγορίας 1 ή 2), θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}, \text{ το οποίο καταλήγει: } A \geq N_{Ed} * \gamma_{M0} / f_y = 319.73 * 1 / 23.5 \rightarrow A \geq 13.61 \text{ cm}^2$$

Έχει διαπιστωθεί ότι κατά την ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση ενός χιαστί συνδέσμου, οι παραγόμενοι υστερητικοί βρόχοι είναι παχύτεροι, ότι δηλαδή απορροφάται ανά κύκλο μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας, όταν οι διαγώνιες του συνδέσμου έχουν σχετικά μικρή λυγηρότητα. Για το λόγο αυτό, ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.) επιβάλλει να επιλέγεται για τις διαγώνιες ράβδους διατομή, για την οποία ικανοποιείται η σχέση: $\lambda_{av} \leq 1.5$. Παρ'ότι στην περίπτωση μας δε σχεδιάζουμε με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, είναι επιθυμητό να εφαρμοστεί το παραπάνω κριτήριο, συνεπώς για τα μέλη των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων, πρέπει:

$\lambda_{av} \leq 1.5$, το οποίο καταλήγει: $i \geq L_{cr}/1.5 * 1/\lambda_1$, όπου:

L_{cr} = το ισοδύναμο μήκος λυγισμού, λαμβάνοντας υπόψη ότι οι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο του ανοίγματος με κομβόελασμα. Άρα: $L_{cr} = L_{diag}/2 = 12.21/2 = 6.11$ m ή 611 cm

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93.9 * \varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

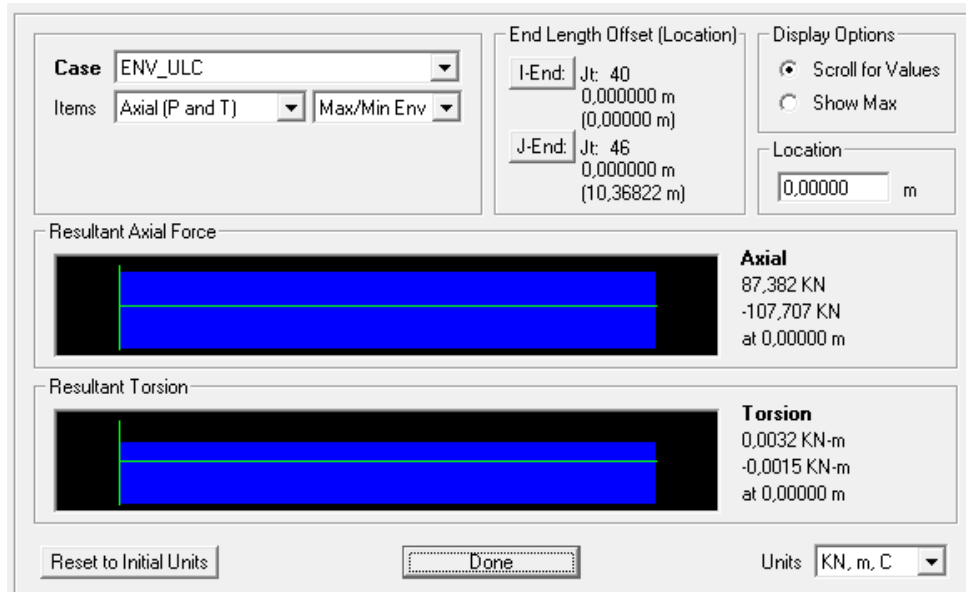
Συνεπώς πρέπει: $i \geq 611/1.5 * 1/93.9 \rightarrow i \geq 4.34$ cm

Επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί κυκλική κοίλη διατομή. Επιλέγεται η CHS 130x5, η οποία ικανοποιεί τα πιο πάνω κριτήρια ($A = 19.63$ cm², $i = 4.42$ cm).

Για το CHS 130x5: $d/t = 130/5 = 26 < 50 * \varepsilon^2 = 50$, άρα η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Όπως και με τους κατακόρυφους, έτσι και εδώ για τη διαστασιολόγηση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, γίνεται η παραδοχή πως στην Ο.Κ.Α. μόνο το ένα από τα δύο μέλη λειτουργεί (το εφελκόμενο), καθώς το άλλο λυγίζει (το θλιβόμενο). Συνεπώς το εφελκόμενο μέλος σχεδιάζεται ώστε να μπορεί να αναλάβει και τη δύναμη του θλιβόμενου.



Από την επίλυση του μοντέλου λαμβάνουμε την πλέον δυσμενή περίπτωση και είναι:

$$N_{Ed} = 2 * 107.707 = 215.41 \text{ kN}$$

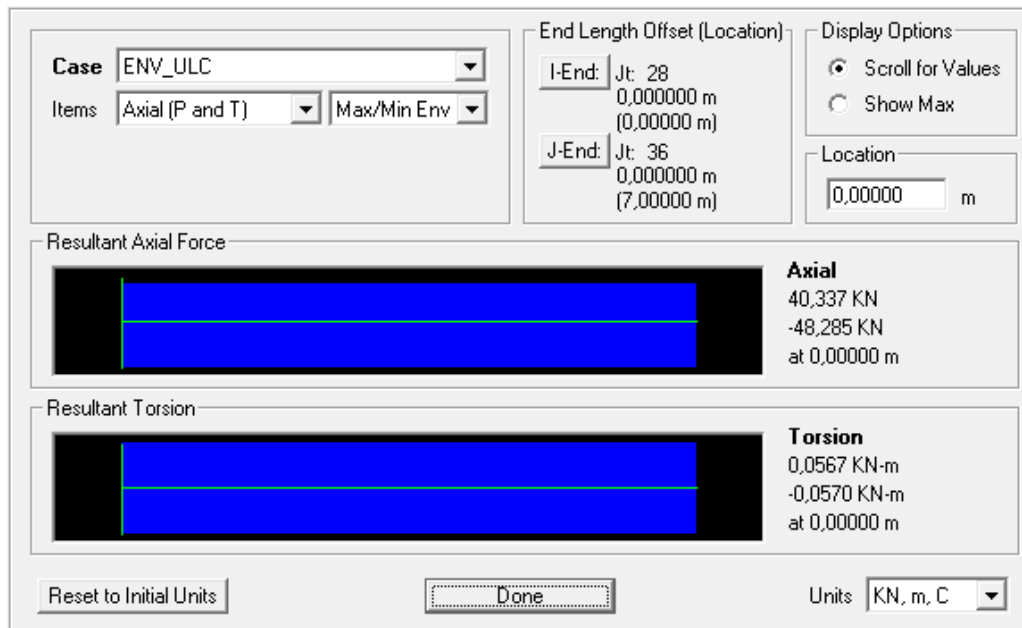
Για την επιλεγείσα διατομή (κατηγορίας 1 ή 2), θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}, \text{ το οποίο καταλήγει: } A \geq N_{Ed} * \gamma_{M0} / f_y = 215.41 * 1 / 23.5 \rightarrow A \geq 9.17 \text{ cm}^2$$

Επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί διατομή ισοσκελούς γωνιακού. Επιλέγεται η L 100x10, η οποία ικανοποιεί το πιο πάνω κριτήριο ($A = 19.2 \text{ cm}^2$) και επιπλέον είναι κατηγορίας 1. Για τη συγκεκριμένη επιλογή λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της διατομής του γωνιακού λόγω της κοχλίωσης και η πρόσθετη απομείωση της εφελκυστικής αντοχής του, εξαρτώμενη από το βήμα της κοχλίωσης και τη διάμετρο των κοχλιών.

Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί προσομοιώνονται ως αμφιέριστες δοκοί μεταξύ διαδοχικών ζυγωμάτων και παραλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις. Η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση τη δυσμενέστερη κεφαλοδοκό, με χρήση της επιλογής “Design” που παρέχει το SAP 2000 και αφορά τον έλεγχο σε λυγισμό, λόγω αξονικής δύναμης. Το κριτήριο της επιλογής διατομής είναι τόσο η αντοχή της ίδιας, όσο και η οικονομικότητα της λύσης (μέγιστη δυνατή αξιοποίηση διατομής) και τελικά επιλέγεται τετραγωνική κοίλη διατομή SHS 100x4. Παρακάτω φαίνονται τα εντατικά μεγέθη της πλέον κρίσιμης κεφαλοδοκού και τα αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας της επιλεγείσας διατομής.



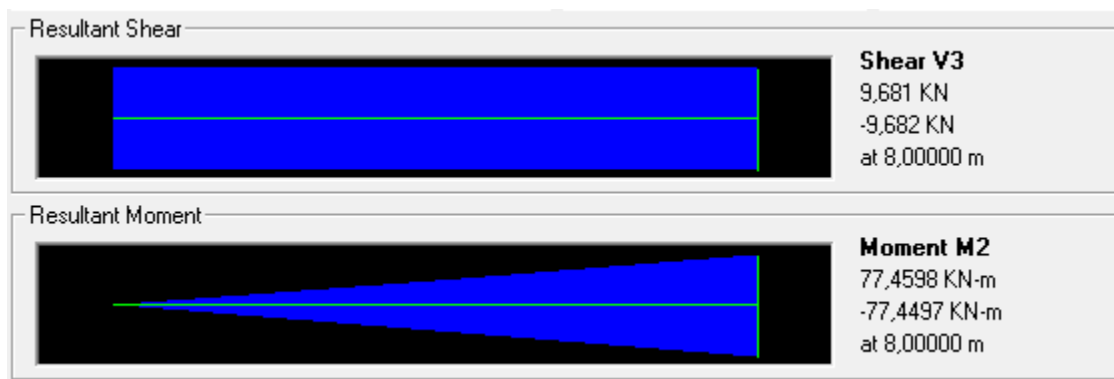
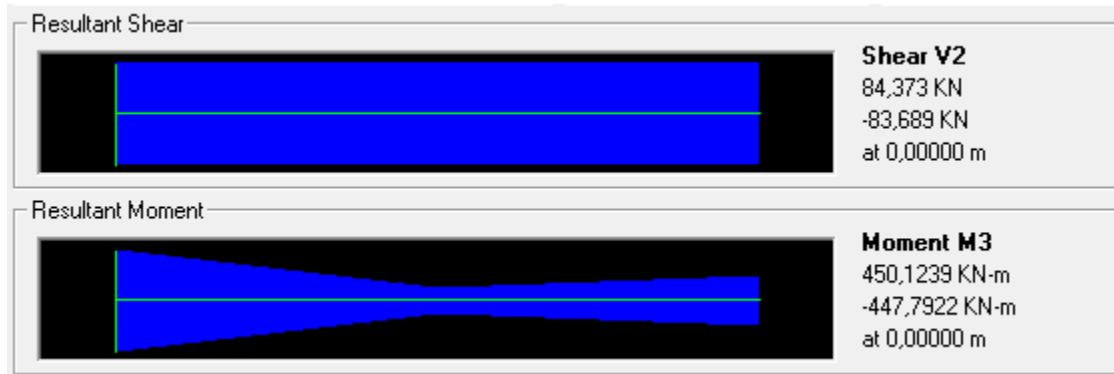
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: EN0_ULC						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 51	Design Sect:	SHS 100X4				
X Mid	: 15,000	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 24,500	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 10,000	Sect Class:	Class 1				
Length	: 7,000	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3,500	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,002	SMajor	: 4,727E-05	rMajor	: 0,039	AUMajor	: 8,000E-04
IMajor	: 2,363E-06	SMinor	: 4,727E-05	rMinor	: 0,039	AUMinor	: 8,000E-04
IMinor	: 2,363E-06	ZMajor	: 5,533E-05	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 5,533E-05	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
3,500		-48,285	0,997	0,000	0,000	0,000	-0,057
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	=	P Ratio	+	MMajor Ratio	+	MMinor Ratio
(6.61)	0,640	=	0,546	+	0,000	+	0,093
					Ratio Limit		Status Check
					1,000		OK

AXIAL FORCE DESIGN						
		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
		Force	Capacity	Capacity	Major	Minor
Axial		-48,285	88,392	360,960	88,392	88,392
MOMENT DESIGN						
		Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd	
		Moment	Capacity	Capacity	Capacity	
Major Moment		0,997	13,002	13,002	13,002	
Minor Moment		0,000	13,002	13,002		
		K	L	k	kzy	kyz
		Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment		1,000	1,000	1,437	0,927	
Minor Moment		1,000	1,000	1,437		0,862
						C1
						Factor
						1,000
SHEAR DESIGN						
		Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major Shear		0,000	108,542	0,000	OK	0,000
Minor Shear		0,000	108,542	0,000	OK	0,000

Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα έχουν μορφή διατομής «διπλό ταυ», όπου ο ισχυρός τους άξονας ενεργοποιείται στην εντός του επιπέδου του πλαισίου καταπόνηση. Τα υποστυλώματα εδράζονται με πάκτωση στη θεμελίωση και αυτό οδηγεί σε υψηλές τιμές εντατικών μεγεθών, ωστόσο περιορίζονται σημαντικά οι μετακινήσεις. Αυτό μας προδιαθέτει για σχετικά μεγάλες διατομές, ενιαίες καθ' ύψος. Όπως και στις κεφαλοδοκούς, η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση το πλέον

κρίσιμο υποστύλωμα, με χρήση της επιλογής “Design” που παρέχει το SAP 2000 και αφορά τους ελέγχους σε διάτμηση, κάμψη και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, λόγω συνδυασμού αξονικής δύναμης, καμπτικών ροπών σε δύο διευθύνσεις και οριζόντιων διατμητικών δυνάμεων. Το κριτήριο της επιλογής διατομής είναι τόσο η αντοχή της ίδιας, όσο και η οικονομικότητα της λύσης (μέγιστη δυνατή αξιοποίηση διατομής) και τελικά επιλέγεται HEB 500. Παρακάτω φαίνονται τα εντατικά μεγέθη του πλέον κρίσιμου υποστυλώματος και τα αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας της επιλεγείσας διατομής.



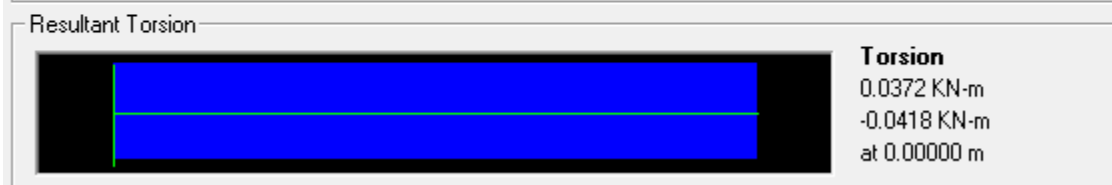
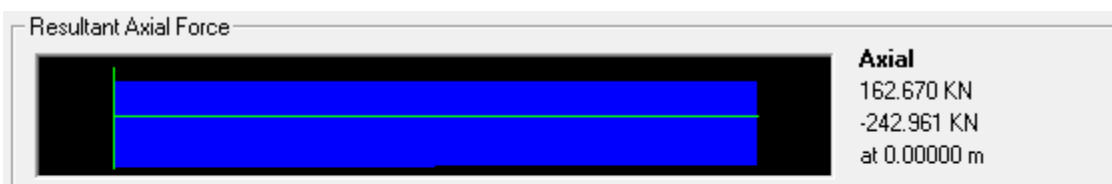
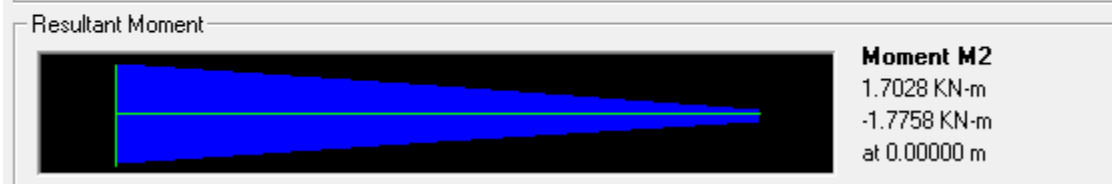
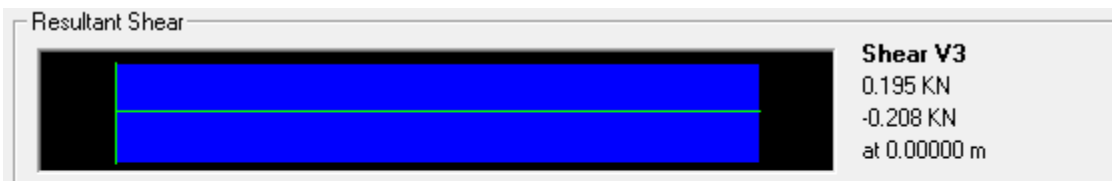
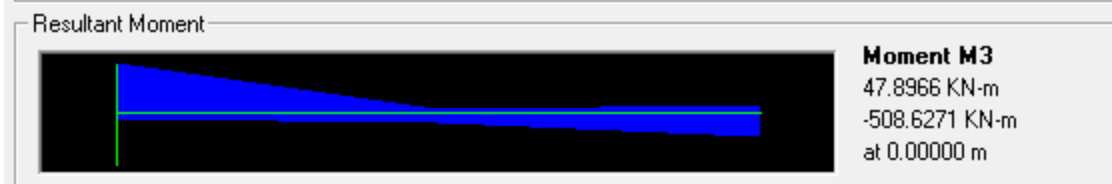
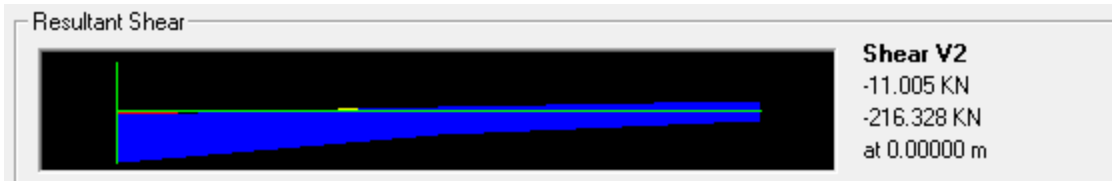
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: ENU_ULC						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 130	Design Sect:	HE500B				
X Mid	: 15,000	Design Type:	Column				
Y Mid	: 14,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 4,000	Sect Class	: Class 1				
Length	: 8,000	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 8,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,024	SMajor	: 0,004	rMajor	: 0,212	AUMajor	: 0,007
IMajor	: 0,001	SMinor	: 8,413E-04	rMinor	: 0,073	AUMinor	: 0,014
IMinor	: 1,262E-04	ZMajor	: 0,005	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 0,001	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
8,000	-651,888	-224,859	77,460	84,373	-9,682	-1,754	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.62)	0,863	= 0,327	+ 0,372	+ 0,164	1,000	OK	

AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-651,888	1995,498	5616,500	5616,500	1995,498	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-224,859	1131,525	1131,525	1131,525		
Minor Moment	77,460	303,620	303,620			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kxz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,820	0,956		1,000
Minor Moment	1,000	1,250	1,457		0,874	
SHEAR DESIGN						
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	84,373	983,661	0,086	OK	0,000	
Minor Shear	9,682	1899,482	0,005	OK	0,000	

Ζυγώματα

Τα ζυγώματα συντίθενται από ολόσωμες δοκούς με μορφή διατομής «διπλό ταυ», όπου ο ισχυρός τους άξονας ενεργοποιείται στην εντός του επιπέδου του πλαισίου καταπόνηση. Τα ζυγώματα καλύπτουν ανοίγματα 15m (κανονικό άνοιγμα) και τοποθετούνται με ελαφριά κλίση, ενώ έχουν ενιαία διατομή κατά μήκος. Και εδώ η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση την πλέον κρίσιμη δοκό, με χρήση της επιλογής “Design” που παρέχει το SAP 2000 και αφορά τους ελέγχους σε

διάτμηση, κάμψη και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, λόγω συνδυασμού αξονικής δύναμης, καμπτικής ροπής και διατμητικής δύναμης. Το κριτήριο της επιλογής διατομής είναι τόσο η αντοχή της ίδιας, όσο και η οικονομικότητα της λύσης (μέγιστη δυνατή αξιοποίηση διατομής) και τελικά επιλέγεται IPE 550. Παρακάτω φαίνονται τα εντατικά μεγέθη της πλέον κρίσιμης δοκού και τα αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας της επιλεγείσας διατομής.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : ENU_ULC
Units : KN, m, C

Frame : 13 Design Sect: IPE550
X Mid : 18.750 Design Type: Brace
Y Mid : 7.000 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 10.750 Sect Class : Class 1
Length : 7.649 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.000 RLLF : 1.000

Area : 0.013 SMajor : 0.002 rMajor : 0.224 AUMajor: 0.006
IMajor : 6.712E-04 SMinor : 2.541E-04 rMinor : 0.045 AUMinor: 0.006
IMinor : 2.668E-05 ZMajor : 0.003 E : 210000000.00
Ixy : 0.000 ZMinor : 4.010E-04 Fy : 235000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-242.961	-508.627	-1.776	-216.328	-0.208	-0.042

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.62)	0.909	= 0.314	+ 0.017	+ 0.578	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-242.961	774.800	3149.000	3149.000	774.800

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-508.627	654.945	654.945	654.945
Minor Moment	-1.776	94.235	94.235	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1.000	1.000	0.679	0.925		1.650
Minor Moment	1.000	1.000	0.924		0.555	

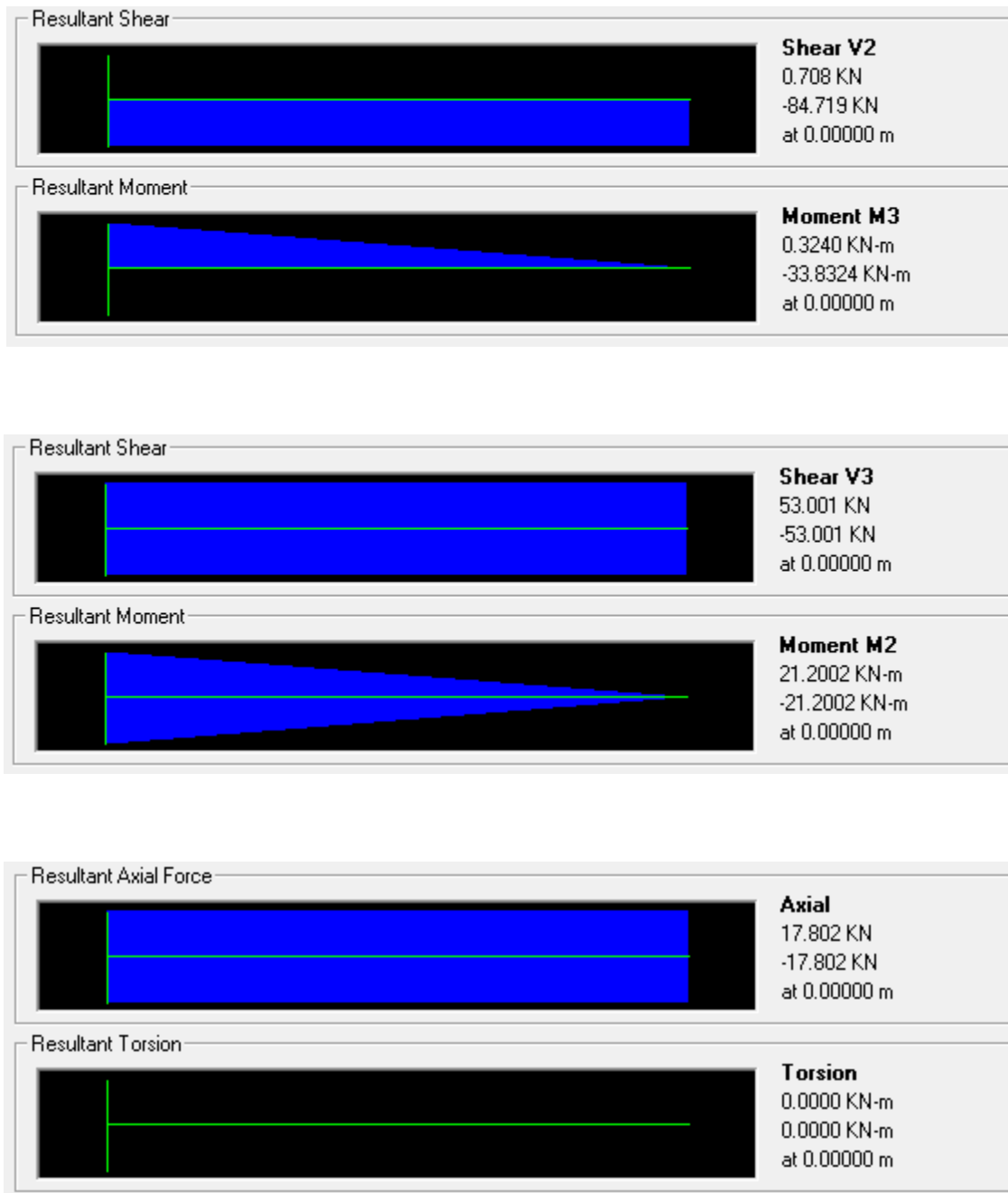
SHEAR DESIGN

	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	216.328	828.310	0.261	OK	0.000
Minor Shear	0.208	816.777	0.000	OK	0.000

Βραχείς πρόβολοι

Οι βραχείς πρόβολοι, όπως μαρτυρά και το όνομά τους, είναι μέλη μικρού μήκους, τα οποία συνδέονται στα υποστυλώματα των πλαισίων και αποτελούν έδραση των δοκών κυλίσεως. Συνεπώς η διαστασιολόγησή τους γίνεται με βάση τα φορτία των γερανογεφυρών. Όπως και πριν, έτσι και εδώ η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση τον πλέον κρίσιμο πρόβολο, με χρήση της επιλογής “Design”, που παρέχει το SAP 2000. Το κριτήριο της επιλογής διατομής είναι τόσο η αντοχή της ίδιας, όσο και η οικονομικότητα της λύσης (μέγιστη δυνατή αξιοποίηση διατομής)

και τελικά επιλέγεται HEB 180. Παρακάτω φαίνονται τα εντατικά μεγέθη του πλέον κρίσιμου κοντού προβόλου και τα αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας της επιλεγείσας διατομής.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : ENU_ULC						
Units : KN, m, C						
Frame : 109	Design Sect: HE180B					
X Mid : 15.200	Design Type: Beam					
Y Mid : 0.000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 0.000	Sect Class : Class 1					
Length : 0.400	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0.000	RLLF : 1.000					
Area : 0.007	SMajor : 4.257E-04	rMajor : 0.077	AUMajor: 0.002			
IMajor : 3.831E-05	SMinor : 1.514E-04	rMinor : 0.046	AUMinor: 0.004			
IMinor : 1.363E-05	ZMajor : 4.810E-04	E : 210000000.00				
Ixy : 0.000	ZMinor : 2.310E-04	Fy : 235000.000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-17.802	-33.832	-21.200	-84.719	-53.001	0.000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)	0.701	= 0.012	+ 0.299	+ 0.391	1.000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-17.802	1534.550	1534.550	1534.550	1534.550	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-33.832	113.035	113.035	113.035		
Minor Moment	-21.200	54.285	54.285			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1.000	1.000	0.599	0.693		1.880
Minor Moment	1.000	1.000	0.597		0.358	
SHEAR DESIGN						
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	84.719	207.586	0.408	OK	0.000	
Minor Shear	53.001	569.845	0.093	OK	0.000	

4.2 Έλεγχος μελών στην Ο.Κ.Λ

Σε αυτή την ενότητα γίνεται έλεγχος των μελών, που διαστασιολογήθηκαν στην προηγούμενη ενότητα, στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Ελέγχονται δηλαδή οι μέγιστες μετακινήσεις των κόμβων και οι μέγιστες παραμορφώσεις των μελών που αναμένεται να εμφανιστούν, ώστε να βρίσκονται κάτω από τα επιτρεπόμενα όρια που ορίζονται από τον κανονισμό. Στο προηγούμενο κεφάλαιο, έχουν ήδη υπολογιστεί 16 συνδυασμοί φορτίσεων στην Ο.Κ.Λ., οι οποίοι αφορούν και τις διάφορες, πιθανές, σχετικές θέσεις των γερανογεφυρών. Με

βάση αυτούς τους συνδυασμούς γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι, οι οποίοι παρατίθενται παρακάτω.

Τα όρια των αποδεκτών παραμορφώσεων διαφοροποιούνται για τα μέλη που συνδέονται άμεσα με τη λειτουργία των γερανογεφυρών, σε σχέση με τα υπόλοιπα. Έτσι, για τα δεύτερα εφαρμόζονται οι διατάξεις της §7.2 του EN 1993-1-1, με τις συμπληρωματικές διατάξεις των §7.2.1, §7.2.2 του αντίστοιχου ελληνικού προσαρτήματος, ενώ για τα πρώτα, πέραν αυτών, εφαρμόζονται και οι διατάξεις του EN 1993-6 (λειτουργία γερανογεφυρών σε κτίρια).

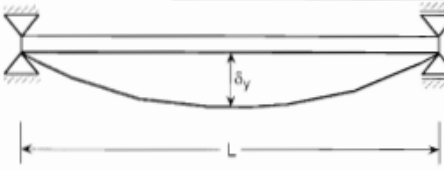
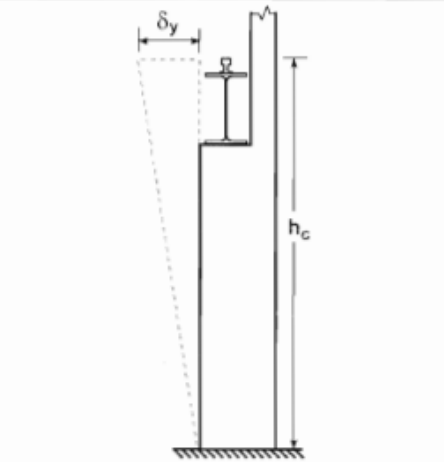
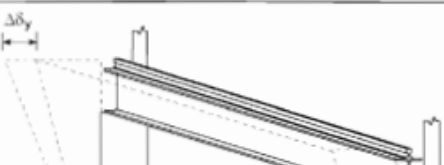
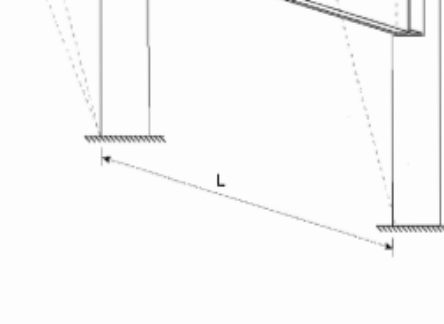
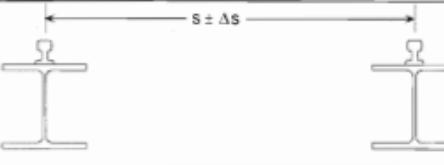
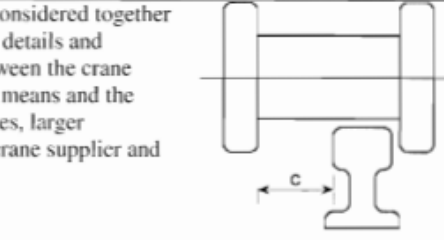
	W_{max}	W_3
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

- Μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες: $u \leq H / 150$

Πίνακας 4.2.1: Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές κατακόρυφων βελών και οριζόντιων μετακινήσεων σε κτίρια χωρίς γερανογέφυρες (Πηγή: Ελληνικό εθνικό προσάρτημα του EN 1993-1-1)

Description of deflection (deformation or displacement)	Diagram
<p>a) Vertical deformation δ_z of a runway beam:</p> <p>$\delta_z \leq L/600$ and $\delta_z \leq 25$ mm</p> <p>The vertical deformation δ_z should be taken as the total deformation due to vertical loads, less the possible pre-camber, as for δ_{max} in figure A1.1 of EN 1990.</p>	
<p>b) Difference Δh_c between the vertical deformations of two beams forming a crane runway:</p> <p>$\Delta h_c \leq s/600$</p>	
<p>c) Vertical deformation δ_{pay} of a runway beam for a monorail hoist block, relative to its supports, due to the payload only:</p> <p>$\delta_{pay} \leq L/500$</p>	

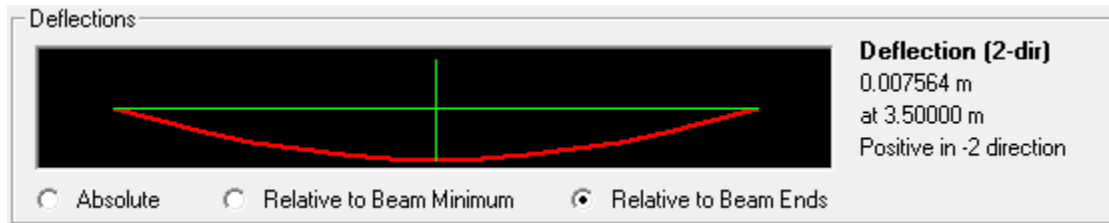
Πίνακας 4.2.2: Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές κατακόρυφων βελών σε μέλη συνδεδεμένα άμεσα με τη λειτουργία γερανογεφυρών (Πηγή: EN 1993-6)

Description of deflection (deformation or displacement)	Diagram
<p>a) Horizontal deformation δ_y of a runway beam, measured at the level of the top of the crane rail:</p> $\delta_y \leq L/600$	
<p>b) Horizontal displacement δ_y of a frame (or of a column) at crane support level, due to crane loads:</p> $\delta_y \leq h_c/400$ <p>where: h_c is the height to the level at which the crane is supported (on a rail or on a flange)</p>	
<p>c) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent frames (or columns) supporting the beams of an indoor crane runway:</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$	
<p>d) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent columns (or frames) supporting the beams of an outdoor crane runway:</p> <ul style="list-style-type: none"> - due to the combination of lateral crane forces and the in-service wind load: $\Delta\delta_y \leq L/600$ - due to the out-of-service wind load $\Delta\delta_y \leq L/400$ 	
<p>e) Change of spacing Δs between the centres of crane rails, including the effects of thermal changes:</p> $\Delta s \leq 10 \text{ mm} \quad [\text{see Note}]$	
<p>NOTE: Horizontal deflections and deviations of crane runways are considered together in crane design. Acceptable deflections and tolerances depend on the details and clearances in the guidance means. Provided that the clearance c between the crane wheel flanges and the crane rail (or between the alternative guidance means and the crane beam) is also sufficient to accommodate the necessary tolerances, larger deflection limits can be specified for each project if agreed with the crane supplier and the client.</p>	

Πίνακας 4.2.3: Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές οριζόντιων μετακινήσεων σε μέλη συνδεόμενα άμεσα με τη λειτουργία γερανογεφυρών (Πηγή: EN 1993-6)

Κεφαλοδοκοί

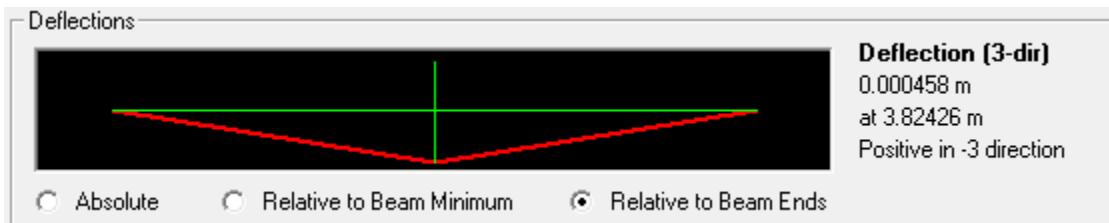
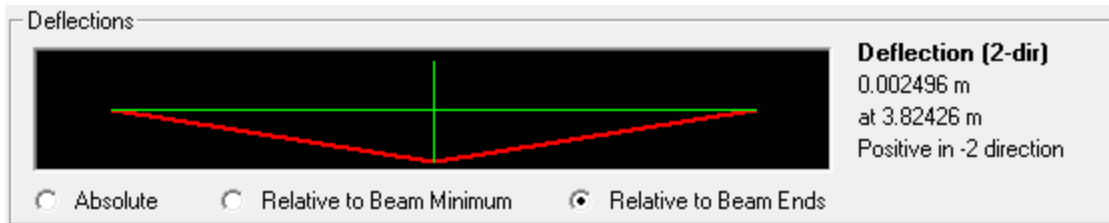
Οι κεφαλοδοκοί είναι μέλη όχι άμεσα συνδεδεμένα με τη λειτουργία των γερανογεφυρών, άρα ισχύουν οι επιτρεπόμενες τιμές του πίνακα 4.2.1. Ο έλεγχος γίνεται για την πλέον κρίσιμη κεφαλοδοκό και για τον πλέον δυσμενή φορτικό συνδυασμό στην Ο.Κ.Λ. και η τιμή του αναμενόμενου παραμορφωσιακού μεγέθους προκύπτει από το πρόγραμμα ανάλυσης.



Είναι: $w_{\max} = 0.007564 \text{ m} \text{ ή } 0.7564 \text{ cm} < L / 250 = 700 / 250 = 2.8 \text{ cm}$

Ζυγώματα

Τα ζυγώματα είναι μέλη όχι άμεσα συνδεδεμένα με τη λειτουργία των γερανογεφυρών, άρα ισχύουν οι επιτρεπόμενες τιμές του πίνακα 4.2.1. Ο έλεγχος γίνεται για το πλέον κρίσιμο ζύγωμα και για τον πλέον δυσμενή φορτικό συνδυασμό στην Ο.Κ.Λ. και η τιμή του αναμενόμενου παραμορφωσιακού μεγέθους προκύπτει από το πρόγραμμα ανάλυσης.

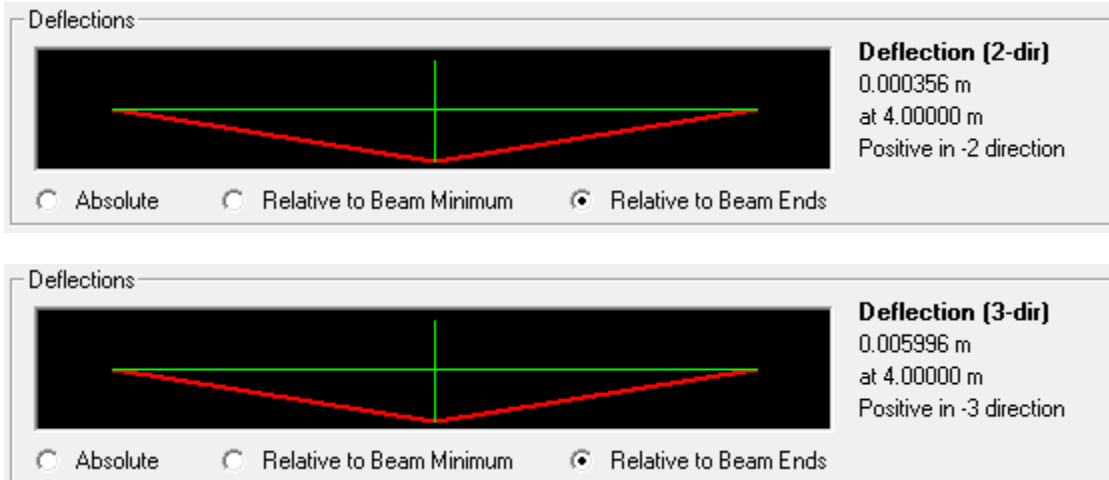


Είναι: $w_{\max} = \sqrt{(0.002496^2 + 0.000458^2)} = 0.003 \text{ m} \text{ ή } 0.3 \text{ cm} < L / 250 = 764 / 250 = 3.06 \text{ cm}$

Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα είναι μέλη άμεσα συνδεδεμένα με τη λειτουργία των γερανογεφυρών, άρα ισχύουν οι επιτρεπόμενες τιμές του πίνακα 4.2.3. Ο έλεγχος γίνεται για το πλέον κρίσιμο υποστυλώμα και για τον πλέον δυσμενή φορτικό συνδυασμό στην Ο.Κ.Λ. και η τιμή του

αναμενόμενου παραμορφωσιακού μεγέθους προκύπτει από το πρόγραμμα ανάλυσης. Για τα υποστυλώματα μας ενδιαφέρει ο περιορισμός των οριζόντιων μετακινήσεων στη στάθμη έδρασης των γερανογεφυρών, καθώς και των σχετικών οριζόντιων μετακινήσεων δύο συνεχόμενων υποστυλωμάτων στην ίδια στάθμη.



Είναι: $\delta_{\max} = \sqrt{(0.000356^2 + 0.005996^2)} = 0.006 \text{ m}$ ή $0.6 \text{ cm} < h_c / 400 = 800 / 400 = 2 \text{ cm}$

και $\Delta\delta_{\max} = 1.5 * \delta_{\max} = 1.5 * 0.006 = 0.009 \text{ m}$ ή $0.9 \text{ cm} < h_c / 600 = 800 / 600 = 1.33 \text{ cm}$

Βραχείς πρόβολοι

Οι βραχείς πρόβολοι είναι μέλη άμεσα συνδεδεμένα με τη λειτουργία των γερανογεφυρών, άρα ισχύουν οι επιτρεπόμενες τιμές του πίνακα 4.2.2. Ο έλεγχος γίνεται για το πλέον κρίσιμο μέλος και για τον πλέον δυσμενή φορτικό συνδυασμό στην Ο.Κ.Α. και η τιμή του αναμενόμενου παραμορφωσιακού μεγέθους προκύπτει από το πρόγραμμα ανάλυσης. Επί των κοντών προβόλων εδράζονται οι δοκοί κύλισης και επιθυμούμε σχεδόν μηδενικές μετακινήσεις, συνεπώς υιοθετούμε πιο συντηρητικές αποδεκτές παραμορφώσεις.

	Joint Object	120		
		1	2	3
Trans		0.00233	0.00163	-0.00104
Rotn		3.977E-04	0.00109	8.847E-05

Είναι: $w_{\max} = 0.00104 \text{ m}$ ή $0.104 \text{ cm} < L / 300 = 40 / 300 = 0.13 \text{ cm}$

Συνεπώς οι επιλεγείσες διατομές επαρκούν τόσο για την Ο.Κ.Α., όσο και για την Ο.Κ.Α. και επιπλέον έχει επιδιωχθεί η κατά το δυνατόν μέγιστη αξιοποίηση κάθε διατομής, με βάση το συντελεστή αξιοποίησης. Αυτές αποτελούν και τις τελικές διατομές των μελών του φορέα και

στο επόμενο κεφάλαιο θα παρουσιαστούν κάποιες χαρακτηριστικές λεπτομέρειες συνδέσεων των μελών μεταξύ τους.

Υποστυλώματα	HEB 500
Ζυγώματα	IPE 550
Κεφαλοδοκοί	SHS 100 x 4
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	CHS 130 x 5
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	L 100 x 10
Βραχείς πρόβολοι	HEB 180

Πίνακας 4.2.4: Τελικές διατομές μελών υποστέγου

4.3 Έλεγχος δοκού κυλίσεως

Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται οι έλεγχοι που αφορούν την επάρκεια της δοκού κυλίσεως. Παρ'ότι το μέλος αυτό δεν εισάγεται στο υπολογιστικό μοντέλο ανάλυσης στο SAP 2000, ωστόσο παρουσιάζονται οι σημαντικότεροι έλεγχοι που απαιτούνται κατά το σχεδιασμό, σύμφωνα με τον EN 1993-6. Αυτοί αφορούν έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας, έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και έλεγχο σε κόπωση. Αρχικά υποθέτουμε διατομή δοκού HEB 280 και θα εξεταστεί, στα επόμενα, αν προκύπτει ανάγκη ή όχι για αλλαγή της. Η δοκός κύλισης εξετάζεται ως αμφιέριστη δοκός με μήκος 7 m.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής

Εμβαδό διατομής: $A = 131.4 \text{ cm}^2$

Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα: $I_y = 19270 \text{ cm}^4$

Ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα: $I_z = 6595 \text{ cm}^4$

Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς τον ισχυρό άξονα: $W_{pl,y} = 1534 \text{ cm}^3$

Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς τον ασθενή άξονα: $W_{pl,z} = 717.6 \text{ cm}^3$

Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς τον ισχυρό άξονα: $W_{el,y} = 1376 \text{ cm}^3$

Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς τον ασθενή άξονα: $W_{el,z} = 471 \text{ cm}^3$

Σταθερά στρέψης: $J = 143.7 \text{ cm}^4$

Σταθερά στρέβλωσης: $J_w = 1130000 \text{ cm}^6$

Για ποιότητα χάλυβα S235, η συγκεκριμένη διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1.

4.3.1 Έλεγχος δοκού κυλίσεως στην Ο.Κ.Α

Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

Για τον συγκεκριμένο έλεγχο πρέπει να υπολογίσουμε τη μέγιστη διατμητική δύναμη που μπορεί να εμφανιστεί στη δοκό. Αυτή προκύπτει από την ομάδα φορτίων 1, που μεγιστοποιεί τα κατακόρυφα φορτία της γερανογέφυρας, σύμφωνα με τον πίνακα 3.5.2 της §3.5, ο οποίος παρατίθεται και σε αυτό το κεφάλαιο για λόγους καλύτερης εποπτείας των ελέγχων.

Ήδη στην §3.5 έχουμε υπολογίσει: $Q_{\max} = 27.31 \text{ kN}$ και $G_{\max} = 10.83 \text{ kN}$

Λόγω ίδιου βαρούς της δοκού κυλίσεως, συμπεριλαμβανομένης της τροχιάς, έχουμε:

$$V_g = \frac{1}{2} * 1.2 * 7 = 4.2 \text{ kN} \text{ και } M_g = \frac{1}{8} * 1.2 * 7^2 = 7.35 \text{ kNm}$$

$$\text{Συνεπώς: } V_{Edw} = 1.35 * (27.31 + 10.83 + 4.2) = 57.16 \text{ kN}$$

Για διατομή HEB 280, έχουμε: $A_{vw} = 41.09 \text{ cm}^2$

$V_{Rdw} = A_{vw} * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 41.09 * 23.5 / \sqrt{3} = 557.5 \text{ kN} > 57.16 \text{ kN}$, και επιπλέον:
 $d / t_w = 196 / 10.5 = 18.67 < 69 * \epsilon = 69$, άρα δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση του κορμού.

	Σύμβολο	Παράγραφος	Ομάδες φορτίων										
			ULS							Φορτίο δοκιμής	Τυχηματικό		
			1	2	3	4	5	6	7				
1	Ίδιο βάρος γερανού	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Φορτίο βαρούλκου	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	η^1	-	1	1
3	Επιτάχυνση γερανογέφυρας	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Λοξότητα γερανογέφυρας	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή πέδηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Ανεμοπίεση κατά τη λειτουργία	F_w^*	Παράρτ.Α	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Φορτίο δοκιμής	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Δύναμη πλάγιας πρόσκρουσης	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ανεμοπίεση χωρίς λειτουργία, βλ. Παράρτημα Α.

¹⁾ η είναι ο λόγος του φορτίου βαρούλκου που παραμένει προς το φορτίο ανάρτησης όταν αυτό αφαιρείται, το οποίο όμως δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος του γερανού.

Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

Υποτίθεται ότι τα εγκάρσια, οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μόνο από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού. Τα φορτία αυτά οφείλονται τόσο στην επιβράδυνση και επιτάχυνση της γερανογέφυρας (H_T), όσο και στην λοξή κίνησή της ως προς τις τροχιές κύλισης (H_S). Θα πρέπει αρχικά να υπολογιστούν αυτές οι δυνάμεις και έπειτα να γίνει ο έλεγχος σε διάτμηση του άνω πέλματος, με βάση τη δυσμενέστερη εξ' αυτών.

Υπολογισμός δυνάμεων H_T

Συντελεστής απόστασης: $\xi_1 = \Sigma Q_{r,\max} / (\Sigma Q_{r,\max} + \Sigma Q_r^{\max}) = 67.2 / (67.2 + 15.81) = 0.81$, όπου:

$$\Sigma Q_{r,\max} = 1/2 * 25.9 + 7.1 * 14.25 / 15 + 50 * 14.25 / 15 = 67.2 \text{ kN (για ομάδα φορτίων 4,5 } \rightarrow \varphi_4 = 1)$$

$$\Sigma Q_r^{\max} = 1/2 * 25.9 + 7.1 * 0.75 / 15 + 50 * 0.75 / 15 = 15.81 \text{ kN (για ομάδα φορτίων 4,5 } \rightarrow \varphi_4 = 1)$$

Συντελεστής απόστασης: $\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0.81 = 0.19$

Απόσταση του κέντρου βάρους από τον άξονα της κίνησης:

$$l_s = (\xi_1 - 0.5) * 1 = (0.81 - 0.5) * 15 = 4.65 \text{ m}$$

Προκαλούμενη ροπή στροφής: $M = K * l_s = 2.93 * 4.65 = 13.62 \text{ kNm}$ (όπου το K έχει ήδη υπολογιστεί στην §3.5).

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά 1:

$$H_{T,1} = \varphi_5 * \xi_2 * M/a = 1.5 * 0.19 * 13.62 / 2.5 = 1.55 \text{ kN, όπου } \varphi_5 = 1.5 \text{ (έχει υπολογιστεί στην } §3.5) \text{ και } a = 2.5 \text{ m (απόσταση τροχών γερανογέφυρας)}$$

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά 2:

$$H_{T,2} = \varphi_5 * \xi_1 * M/a = 1.5 * 0.81 * 13.62 / 2.5 = 6.62 \text{ kN}$$

Υπολογισμός δυνάμεων H_S (ομάδα φορτίων 5)

Προκειμένου να υπολογίσουμε αυτές τις δυνάμεις, θεωρούμε πως η διάταξη της γερανογέφυρας είναι τύπου IFF (ασύζευκτοι τροχοί με $m=0$) και ότι χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης. Συνεπώς: $e_1 = 0$ και $e_2 = a = h = 2.5 \text{ m}$.

Απλοποιητικά και υπέρ της ασφαλείας θεωρούμε: $f = 0.3$.

$$h = (m * \xi_1 * \xi_2 * I^2 + \Sigma e_i^2) / (\Sigma e_i) = 2.5^2 / 2.5 = 2.5 \text{ m}$$

Για την εν λόγω διάταξη, έχουμε:

$$l_s = 1 - \Sigma e_i / (n * h) = 1 - 2.5 / (2 * 2.5) = 0.5$$

$$\lambda_{S1L} = \lambda_{S2L} = 0$$

$$\lambda_{S11T} = \xi_2/n * (1-e_1/h) = 0.19/2 * (1-0) = 0.095$$

$$\lambda_{S21T} = \xi_1/n * (1-e_1/h) = 0.81/2 * (1-0) = 0.405$$

$$\lambda_{S12T} = \xi_2/n * (1-e_2/h) = 0.19/2 * (1-2.5/2.5) = 0$$

$$\lambda_{S22T} = \xi_1/n * (1-e_2/h) = 0.81/2 * (1-2.5/2.5) = 0$$

$$S = f * \lambda_S * \Sigma Q_{r,max} = 0.3 * 0.5 * 67.2 = 10.08 \text{ kN}$$

$$H_{S11T} = f * \lambda_{S11T} * \Sigma Q_{r,max} = 0.3 * 0.095 * 67.2 = 1.92 \text{ kN και τελικά: } H_{S1T} = 1.92 - 10.08 = -8.16 \text{ kN}$$

$$H_{S21T} = f * \lambda_{S21T} * \Sigma Q_{r,max} = 0.3 * 0.405 * 67.2 = 8.16 \text{ kN}$$

$$H_{S12T} = H_{S22T} = 0$$

$$\text{Συνεπώς: } V_{Edf} = 1.35 * 8.16 = 11.02 \text{ kN}$$

$$\text{Για διατομή HEB 280, έχουμε: } A_{vf} = 28 * 1.8 = 50.4 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rdf} = A_{vf} * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 50.4 * 23.5 / \sqrt{3} = 683.81 \text{ kN} > 11.02 \text{ kN}$$

Συνδυασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη

Ο συγκεκριμένος έλεγχος εξετάζει την ανάγκη ή μη απομείωσης των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων, οφειλόμενων σε διάτμηση και σε στρέψη. Εξετάζεται αυτή η θέση των φορτίων, στην οποία προκαλούνται οι μέγιστες ορθές τάσεις από κάμψη.

Είναι: $a = 2.5\text{m} < 0.586 * l = 0.586 * 7 = 4.102\text{m}$, συνεπώς η θέση της μέγιστης ροπής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα, είναι σε απόσταση από τη στήριξη: $x = (2 * l - a) / 4 = (2 * 7 - 2.5) / 4 = 2.875\text{m}$

$$P = 1.35 * (G_{max} + Q_{max}) = 1.35 * (10.83 + 27.31) = 51.49 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 1/8 * (P/l) * (2 * l - a)^2 = 1/8 * (51.49/7) * (2 * 7 - 2.5)^2 = 121.6 \text{ kNm, και σε αυτή τη θέση είναι:}$$

$$V_{Ed} = 51.49 * (1.625 + 4.125) / 7 = 42.3 \text{ kN}$$

Τώρα θα υπολογιστούν και οι διατμητικές δυνάμεις που οφείλονται στην εκκεντρότητα των κατακόρυφων και οριζόντιων συγκεντρωμένων φορτίων. Για αυτό, υποθέτουμε τροχιά ύψους 30mm και πλάτους 50mm.

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = 50/4 = 12.5 \text{ mm}$$

$$M_{T1,Ed} = 51.49 * 0.0125 + 11.02 * (0.03 + 0.018 + 0.122) = 2.52 \text{ kNm}$$

$$M_{T2,Ed} = 51.49 * 0.0125 - 11.02 * (0.03 + 0.018 + 0.122) = -1.23 \text{ kNm (αντίθετης φοράς)}$$

Υπέρ της ασφαλείας, υποθέτουμε ότι ολόκληρη η στρεπτική ροπή παραλαμβάνεται μέσω ομοιόμορφης στρέψης Saint-Venant, συνεπώς:

$$\tau_{T,Ed} = M_{T,Ed} * t_w / J = 252 * 1.05 / 143.7 = 1.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_v = \frac{VEd/Aw}{(fy/\sqrt{3})/\gamma M0} + \left(\frac{TEd}{1.25(fy/\sqrt{3})/\gamma M0} \right)^2 = \frac{42.3/41.09}{(23.5/\sqrt{3})} + \left(\frac{1.84}{1.25(23.5/\sqrt{3})} \right)^2 = 0.09 < 0.5, \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων.}$$

Έλεγχος σε λοξή κάμψη και αξονική δύναμη

Λόγω του μικρού μεγέθους της αξονικής δύναμης δεν γίνεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Ο παρών έλεγχος αφορά τον περιορισμό των ορθών τάσεων που οφείλεται στην αλληλεπίδραση θλίψης, διαξονικής κάμψης και στρέβλωσης.

Υποθέτοντας ότι η στρεπτική ροπή παραλαμβάνεται εξ'ολοκλήρου μέσω στρέβλωσης των διατομών της δοκού, στο άνω πέλμα εμφανίζονται δυνάμεις:

$$F_{T1,Ed} = 252/26.2 = 9.62 \text{ kN και } F_{T2,Ed} = 123/26.2 = 4.69 \text{ kN}$$

Λόγω αυτών προκαλείται ροπή στο άνω πέλμα:

$$M_{T,Ed} = (9.62 * 4.125 - 4.69 * 1.625) / 7 * 2.875 = 13.17 \text{ kNm}$$

$$\text{Ελαστική ροπή αντίστασης άνω πέλματος: } W_f = t_f * b^2 / 6 = 1.8 * 28^2 / 6 = 235.2 \text{ cm}^3$$

$$\text{Ορθή τάση λόγω στρέβλωσης: } \sigma_T = F_{T,Ed} / W_f = 1317 / 235.2 = 5.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Υπολογίζουμε: } a_T = W_{pl,z} / W_{el,z} = 717.6 / 471 = 1.524$$

Το ποσοστό συμμετοχής της στρέβλωσης είναι:

$$(\sigma_T * \gamma_{M1}) / (a_T * f_y) = (5.6 * 1) / (1.524 * 23.5) = 0.156$$

$$\text{Λόγω θλίψης στο άνω πέλμα: } N_{Ed} = 1.35 * H_L = 1.35 * 2.2 = 2.97 \text{ kN (βλ. §3.5)}$$

$$\text{Το ποσοστό συμμετοχής της θλίψης είναι: } (N_{Ed} * \gamma_{M1}) / (A_f * f_y) = (2.97 * 1) / (50.4 * 23.5) = 0.003$$

$$\text{Λόγω κάμψης περί τον ισχυρό άξονα: } M_{Ed,y} = 121.6 + 1.35 * 7.35 = 131.52 \text{ kNm και το αντίστοιχο ποσοστό συμμετοχής: } (M_{Ed,y} * \gamma_{M1}) / (W_{pl,y} * f_y) = (13152 * 1) / (1534 * 23.5) = 0.365$$

Λόγω της επιβολής των οριζόντιων δυνάμεων H_T στο άνω πέλμα της δοκού, εμφανίζεται καμπτική ροπή περί τον ασθενή άξονα:

$$M_{Ed,z} = (1.35 * 6.62 * 4.125 - 1.35 * 6.62 * 1.625) / 7 * 2.875 = 9.18 \text{ kNm και το αντίστοιχο ποσοστό συμμετοχής: } (M_{Ed,z} * \gamma_{M1}) / (a_T * W_{el,z} * f_y) = (918 * 1) / (1.524 * 471 * 23.5) = 0.054$$

$$\text{Σχέση αλληλεπίδρασης: } 0.156 + 0.003 + 0.365 + 0.054 = 0.578 < 1$$

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Ο συγκεκριμένος έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τα οριζόμενα στην §6.3 του EN 1993-1-1, για $M_{y,Ed} = 121.6 \text{ kNm}$ και $M_{z,Ed} = 9.18 \text{ kNm}$. Για τον έλεγχο, θεωρούμε τμήμα της διατομής “p”, που αποτελείται από το θλιβόμενα πέλμα και το 1/5 του κορμού του HEB 280.

$$A_p = 1.8 \cdot 28 + 1/5 \cdot 1.05 \cdot 24.4 = 55.52 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,p} = 1/12 \cdot 1.8 \cdot 28^3 = 3292.8 \text{ cm}^3 \text{ (η συνεισφορά του κορμού αμελείται)}$$

$$i_{z,p} = \sqrt{(I_{z,p}/A_p)} = \sqrt{(3292.8/55.52)} = 7.7 \text{ cm}$$

$$\lambda = l / i_{z,p} = 700/7.7 = 90.91$$

$$\lambda_{\text{επ}} = \lambda/\lambda_1 = 90.91/93.9 = 0.968, \text{ και για καμπύλη λυγισμού b, διαβάζουμε: } \chi_z = 0.67$$

$$N_{Ed} = 121.6 / 0.262 = 464.12 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \chi_z \cdot A_p \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.67 \cdot 55.52 \cdot 23.5 / 1 = 874.16 \text{ kN}$$

$$W_{z,p} = 1.8 \cdot 28^2 / 4 = 352.8 \text{ cm}^3$$

$$M_{z,Rd} = W_{z,p} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 352.8 \cdot 23.5 / 1 = 8290.8 \text{ kNcm ή } 82.91 \text{ kNm}$$

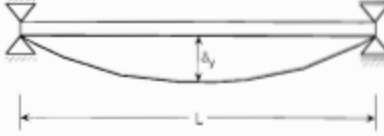
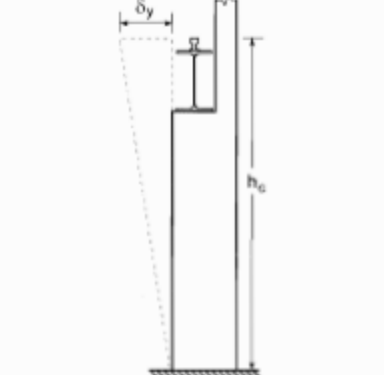

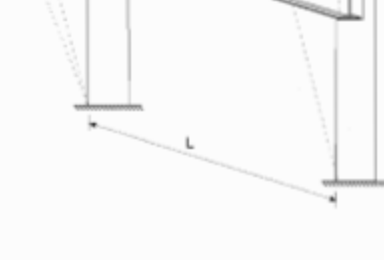

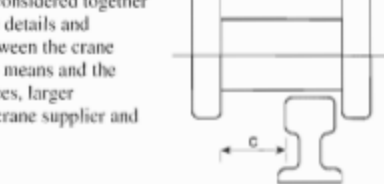
$$k_{zz} = c_{mz} \cdot (1 + 1.4 \cdot N_{Ed} / N_{Rd}) = 0.9 \cdot (1 + 1.4 \cdot 464.12 / 874.16) = 1.569$$

Από την αλληλεπίδραση των καμπτικών ροπών στις δύο διευθύνσεις έχουμε:

$$N_{Ed} / N_{Rd} + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 464.12 / 874.16 + 1.569 \cdot 9.18 / 82.91 = 0.705 < 1$$

4.3.2 Έλεγχος δοκού κυλίσεως στην Ο.Κ.Α

Οι έλεγχοι λειτουργικότητας της δοκού κυλίσεως γίνονται σύμφωνα με την §7 του EN 1993-6 και συνοψίζονται στους παρακάτω πίνακες, από τα κείμενα των κανονισμών, που έχουν ήδη χρησιμοποιηθεί και στην §4.2.

Description of deflection (deformation or displacement)	Diagram
<p>a) Horizontal deformation δ_y of a runway beam, measured at the level of the top of the crane rail:</p> $\delta_y \leq L/600$	
<p>b) Horizontal displacement δ_y of a frame (or of a column) at crane support level, due to crane loads:</p> $\delta_y \leq h_c/400$ <p>where: h_c is the height to the level at which the crane is supported (on a rail or on a flange)</p>	
<p>c) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent frames (or columns) supporting the beams of an indoor crane runway:</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$	
<p>d) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent columns (or frames) supporting the beams of an outdoor crane runway:</p> <ul style="list-style-type: none"> - due to the combination of lateral crane forces and the in-service wind load: $\Delta\delta_y \leq L/600$ <ul style="list-style-type: none"> - due to the out-of-service wind load $\Delta\delta_y \leq L/400$	
<p>e) Change of spacing Δs between the centres of crane rails, including the effects of thermal changes:</p> $\Delta s \leq 10 \text{ mm} \quad [\text{see Note}]$	
<p>NOTE: Horizontal deflections and deviations of crane runways are considered together in crane design. Acceptable deflections and tolerances depend on the details and clearances in the guidance means. Provided that the clearance c between the crane wheel flanges and the crane rail (or between the alternative guidance means and the crane beam) is also sufficient to accommodate the necessary tolerances, larger deflection limits can be specified for each project if agreed with the crane supplier and the client.</p>	

Description of deflection (deformation or displacement)	Diagram
a) Vertical deformation δ_z of a runway beam: $\delta_z \leq L/600$ and $\delta_z \leq 25$ mm The vertical deformation δ_z should be taken as the total deformation due to vertical loads, less the possible pre-camber, as for δ_{max} in figure A1.1 of EN 1990.	
b) Difference Δh_c between the vertical deformations of two beams forming a crane runway: $\Delta h_c \leq s/600$	
c) Vertical deformation δ_{pay} of a runway beam for a monorail hoist block, relative to its supports, due to the payload only: $\delta_{pay} \leq L/500$	

Παραμόρφωση υπό τα κατακόρυφα φορτία

Για τον υπολογισμό του μέγιστου κατακόρυφου βέλους, θεωρούμε συμμετρική τοποθέτηση των συγκεντρωμένων φορτίων ως προς το κέντρο της δοκού, αφού: $a=2.5\text{m} < 0.65 \cdot l = 0.65 \cdot 7 = 4.55\text{m}$

Τότε η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο της δοκού είναι: $c = 3.5 - 2.5/2 = 2.25\text{m}$

Όπως και στην Ο.Κ.Α, τα φορτία προκύπτουν απ' την ομάδα 1 και είναι:

$$P = Q_{\max} + G_{\max} = 27.31 + 10.83 = 38.14 \text{ kN}$$

$$\delta_{1z} = P \cdot c \cdot (3l^2 - 4c^2) / (24 \cdot E \cdot I_y) = 38.14 \cdot 225 \cdot (3 \cdot 700^2 - 4 \cdot 225^2) / (24 \cdot 21000 \cdot 19270) = 1.12 \text{ cm}$$

Λόγω ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως, έχουμε:

$$\delta_{2z} = (5 \cdot q \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I_y) = (5 \cdot 1.2 \cdot 7^4) / (384 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 19270 \cdot 10^{-8}) = 0.0009 \text{ m} \text{ ή } 0.09 \text{ cm}$$

Συνολικά: $\delta_z = 1.12 + 0.09 = 1.21 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$ αλλά $\delta_z > l/600 = 1.17 \text{ cm}$, συνεπώς ο συγκεκριμένος έλεγχος δεν ικανοποιείται και θα πρέπει να αυξηθεί η διατομή της δοκού σε HEB 300.

Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

Για τον υπολογισμό του μέγιστου οριζόντιου βέλους, θεωρούμε την εφαρμογή της δύναμης $H_s = 6.04 \text{ kN}$ (χωρίς προσαύξηση με συντελεστή 1.35) στο μέσο της δοκού. Επίσης θεωρούμε πως το φορτίο αυτό θα αναληφθεί από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως.

$$\text{Για διατομή HEB 300} \rightarrow I_z = 8563 \text{ cm}^4 \text{ και για το άνω πέλμα: } I_{zu} = 8563/2 = 4281.5 \text{ cm}^4$$

$$\delta_y = H_s \cdot l^3 / (48 \cdot E \cdot I_{zu}) = 6.04 \cdot 700^3 / (48 \cdot 21000 \cdot 4281.5) = 0.48 \text{ cm} < l/600 = 1.17 \text{ cm}$$

Ταλάντωση κάτω πέλματος

$$A_f = 30 \cdot 1.9 = 57 \text{ cm}^2 \text{ και } I_f = I_{zu} = 4281.5 \text{ cm}^4$$

$$i_f = \sqrt{(I_f/A_f)} = \sqrt{(4281.5/57)} = 8.67 \text{ cm}$$

$$\lambda_f = l/i_f = 700/8.67 = 80.74 < 250, \text{ άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος.}$$

4.3.3 Έλεγχος δοκού κυλίσεως σε κόπωση

Στο παρόν κεφάλαιο ελέγχεται ο κορμός της δοκού σε κόπωση λόγω της επιβολής εγκάρσιων, θλιπτικών, ορθών τάσεων, που συνεπάγεται η λειτουργία της γερανογέφυρας. Προς τούτο, εξετάζουμε τμήμα της λεπίδας του κορμού με εμβαδό: $A_{fat} = t_w \cdot I_{eff}$, όπου:

I_{eff} = ενεργό φορτιζόμενο μήκος, υπολογιζόμενο σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα

Περι- πτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος l_{eff}
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [I_{ff} / t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [(I_f + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm.	$l_{eff} = 4,25 [(I_f + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
<p>$I_{f,eff}$ είναι η ροπή αδρανείας ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό του άξονα τμήματος του πέλματος ενεργού πλάτους b_{eff}</p> <p>I_f είναι η ροπή αδρανείας ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα της, της τροχιάς</p> <p>I_{ff} είναι η ροπή αδρανείας, ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα της, της σύνθετης διατομής που περιλαμβάνει την τροχιά και μέρος του πέλματος με ενεργό πλάτος b_{eff}</p> <p>t_w είναι το πάχος του κορμού.</p>		
<p>$b_{eff} = b_{ff} + h_f + t_f$ αλλά $b_{eff} \leq b$</p> <p>όπου: b είναι το ολικό πλάτος του άνω πέλματος;</p> <p>b_{ff} είναι το πλάτος έδρασης της τροχιάς, βλέπε σχήμα 5.2;</p> <p>h_f είναι το ύψος της τροχιάς, βλέπε σχήμα 5.1;</p> <p>t_f είναι το πάχος του πέλματος.</p>		
<p>Σημείωση: Πρόβλεψη για τη φθορά της τροχιάς, βλέπε 5.6.2(2) και 5.6.2(3) πρέπει να γίνεται κατά τον προσδιορισμό των I_f, I_{ff} και h_f.</p>		

Πίνακας 4.3.3.1: Υπολογισμός ενεργού φορτιζόμενου μήκους I_{eff}

Για την περίπτωση μας, θεωρούμε τροχιά από συμπαγή ορθογωνική διατομή με πλάτος $b_{fr} = 5\text{cm}$ και ύψος $h_{fr} = 3\text{cm}$. Επίσης θα θεωρήσουμε μία φθορά κατά 25% της τροχιάς (κατά το ύψος της), άρα: $h'_{fr} = 0.75 \cdot 3 = 2.25\text{cm}$.

$$b_{eff} = b_{fr} + h'_{fr} + t_f = 5 + 2.25 + 1.9 = 9.15\text{ cm} (< 30\text{cm} = b)$$

$$I_{f,eff} = b_{eff} \cdot t_f^3 / 12 = 9.15 \cdot 1.9^3 / 12 = 5.23\text{ cm}^4 \text{ (ροπή αδράνειας πέλματος)}$$

$$I_f = b_{fr} \cdot h_{fr}^3 / 12 = 5 \cdot 3^3 / 12 = 4.75\text{ cm}^4 \text{ (ροπή αδράνειας τροχιάς)}$$

Θεωρούμε πως η τροχιά δε συνδέεται δύσκαμπτα στο πέλμα, άρα είναι:

$$I_{eff} = 3.25 \cdot [(I_f + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3} = 3.25 \cdot [(4.75 + 5.23) / 1.1]^{1/3} = 6.78\text{ cm}$$

$$A_{fat} = t_w \cdot I_{eff} = 1.1 \cdot 6.78 = 7.46\text{ cm}^2$$

Το ιδεατό φορτίο κόπωσης θεωρείται ότι επαναλαμβάνεται $2 \cdot 10^6$ φορές και έχει ισοδύναμο αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης.

Είναι: $Q_c = \lambda_i \cdot \varphi_i \cdot P_{max}$, όπου:

λ_i = συντελεστής συνδεόμενος με το βαθμό έκθεσης σε κόπωση, που προκύπτει από τον πίνακα 4.3.3.2. Θεωρούμε κατηγορία έκθεσης S6 και για ορθές τάσεις έχουμε: $\lambda_i = 0.794$,

$$\varphi_i = \max((1 + \varphi_1) / 2, (1 + \varphi_2) / 2) = \max((1 + 1.1) / 2, (1 + 1.15) / 2) = 1.075$$

$$P_{max} = G_{max} / \varphi_1 + Q_{max} / \varphi_2 = 10.83 / 1.1 + 27.31 / 1.15 = 33.59\text{ kN}$$

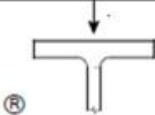
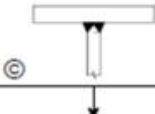
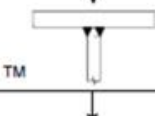
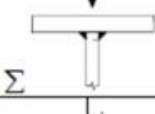
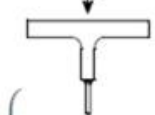
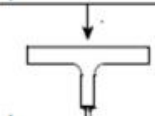
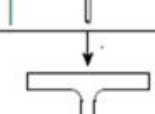
$$\text{Άρα: } Q_c = 0.794 \cdot 1.075 \cdot 33.59 = 28.67\text{ kN}$$

$$\sigma_{fat} = Q_c / A_{fat} = 28.67 / 7.46 = 3.84\text{ kN/cm}^2 \rightarrow \Delta\sigma_{fat} = 3.84\text{ kN/cm}^2$$

Ελέγχουμε: $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{fat} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \rightarrow 1 \cdot 3.84 \leq 16 / 1.35 \rightarrow 3.84 \leq 11.85$, που ισχύει, συνεπώς η δοκός επαρκεί έναντι κόπωσης.

Κατηγορίες S	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉
Ορθές τάσεις	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,00	1,260	1,587
Διατμητικές τάσεις	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,00	1,149	1,320

Πίνακας 4.3.3.2: Συντελεστής « λ_i » για ορθές και διατμητικές τάσεις

Κατηγορία λεπτομέρ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
160		1) Ελατές διατομές I ή H	1) Εύρος κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων $\Delta\sigma_{\text{max}}$ στον κορμό από φορτία τροχών
71		2) Ένωση Ταυ με ραφές πλήρους διείσδυσης	2) Εύρος κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων $\Delta\sigma_{\text{max}}$ στον κορμό από φορτία τροχών
36*		3) Ένωση Ταυ με ραφές μερικής διεισδύσεως, ή ενεργές εσωραφές πλήρους διείσδυσης σύμφωνα με την EN 1993-1-8	3) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{\text{max}}$ στο λαμίο ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών
36*		4) Εξωραφές	4) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{\text{max}}$ στο λαμίο ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών
71		5) Πέλμα διατομής T με εσωραφές πλήρους διείσδυσης	5) Εύρος κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων $\Delta\sigma_{\text{max}}$ στον κορμό από φορτία τροχών
36*		6) Πέλμα διατομής T με εσωραφές μερικής διείσδυσης, ή ενεργές εσωραφές πλήρους διείσδυσης σύμφωνα με EN 1993-1-8	6) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{\text{max}}$ στο λαμίο ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών
36*		7) Πέλμα διατομής T με εξωραφές	7) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{\text{max}}$ στο λαμίο ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών

Πίνακας 4.3.3.3: Αντοχή κόπωσης $\Delta\sigma_c$ αναλόγως της κατασκευαστικής λεπτομέρειας

5. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Στο παρόν κεφάλαιο υπολογίζονται και παρουσιάζονται οι πιο χαρακτηριστικές συνδέσεις των μελών του φορέα (κοχλιώσεις και συγκολλήσεις), σύμφωνα με τα οριζόμενα στο EN 1993-1-8. Παρ'ότι επιλέχθηκε ο φορέας να μην σχεδιαστεί για αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, επιδιώκεται η αντοχή των συνδέσεων να είναι μεγαλύτερη από αυτή των συμβαλλόντων μελών. Όλοι οι κοχλίες θα είναι ποιότητας 6.8 (κοινοί κοχλίες). Οι συνδέσεις που θα παρουσιαστούν στο παρόν κεφάλαιο είναι οι εξής:

1. Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας επί των ζυγωμάτων
2. Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας επί των υποστυλωμάτων
3. Σύνδεση ζυγωμάτων με υποστυλώματα
4. Σύνδεση ζυγωμάτων στις ψηλότερες θέσεις του υποστέγου
5. Έδραση υποστυλωμάτων στη θεμελίωση
6. Σύνδεση βραχέων προβόλων επί των υποστυλωμάτων

Αρχικά παρατίθενται κάποιοι πίνακες από τον κανονισμό, οι οποίοι θα χρησιμοποιηθούν στους υπολογισμούς όλων των συνδέσεων.

Κατηγορία κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Πίνακας 5.1: Ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής για κοχλίες (Πηγή: EN 1993-1-8)

Κοχλίες	M 12	M 16	M 20	M 22	M 24	M 27	M 30	M 36
<i>d</i> σπειρώματος	12	16	20	22	24	27	30	36
<i>d</i> κορμού, κοινοί κοχλίες	12	16	20	22	24	27	30	36
<i>d</i> κορμού, εφαρμοσμένοι κοχλίες	13	17	21	23	25	28	31	37
Εμβαδόν σπειρώματος A_s [cm ²]	0,843	1,57	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,17

Πίνακας 5.2: Διαστάσεις κοχλιών σε mm (Πηγή: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα των ευρωκωδίκων», Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης)

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A άντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
B ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας βλέπε 3.9.
C ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας βλέπε 3.9. $N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D χωρίς προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
E με προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
<p>Η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $F_{t,Ed}$ πρέπει να περιλαμβάνει κάθε δύναμη οφειλόμενη σε δράσεις επαφής, βλέπε 3.11. Οι κοχλίες που υπόκεινται σε ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμό πρέπει να ικανοποιούν και τα κριτήρια που δίνονται στον Πίνακα 3.4.</p>		

Πίνακας 5.3: Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων (Πηγή: EN 1993-1-8)

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία (A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία, A_s):</p> <p>- για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $\alpha_v = 0,6$</p> <p>- για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $\alpha_v = 0,5$</p> <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλία): $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ur} \cdot A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}, \quad \text{όπου } \alpha_b \text{ το μικρότερο από } \alpha_d \text{ ή } \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ή } 1,0$ <p>Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:</p> <p>- για τελευταία σειρά κοχλιών: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$</p> <p>- για πλευρικά ακραίους κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ή $2,5$</p> <p>- για εσωτερικούς κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ή $2,5$</p>	
Αντοχή σε εφελκυσμό ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου $k_2 = 0,63$ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής,</p> <p>αλλιώς $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ur} \cdot A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Δεν απαιτείται έλεγχος
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
<p>¹⁾ Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλιών</p> <ul style="list-style-type: none"> - σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. - σε επιμήκεις οπές, όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου, είναι το 60% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. <p>²⁾ Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής:</p> <ul style="list-style-type: none"> - η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ πρέπει να υπολογίζεται με βάση πάχος ελάσματος t ίσο με το πλάτος του συνδεόμενου ελάσματος μείον το μισό της βύθισης. - για τον προσδιορισμό της αντοχής σε εφελκυσμό $F_{t,Rd}$ η γωνία και το ύψος της βύθισης πρέπει να συμφωνούν με την 1.2 Πρότυπα Αναφοράς: Ομάδα 4, διαφορετικά η αντοχή σε εφελκυσμό πρέπει να προσαρμόζεται ανάλογα. <p>³⁾ Όταν το φορτίο σε έναν κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.</p>		

Πίνακας 5.4: Αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων μέσων σύνδεσης που υπόκεινται σε διάτμηση και/ή εφελκυσμό (Πηγή: EN 1993-1-8)

Αποστάσεις, βλέπε Σχήμα 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση e_3 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση e_4 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Βήμα p_1	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή 400 mm		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm

¹⁾ Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και
- σε εφελκύμενα εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

²⁾ Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας $0,6 p_1$ ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος p_1/t είναι μικρότερος από 9ε . Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

³⁾ t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

⁴⁾ Περιορισμοί στις διαστάσεις των επιμήκων οπών δίνονται στην 2.8 Πρότυπα Αναφοράς: Ομάδα 7.

⁵⁾ Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι $p_2 = 1,2d_0$ με την προϋπόθεση ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από $2,4d_0$ (βλέπε Σχήμα 3.1β).

Πίνακας 5.5: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και από τα άκρα (Πηγή: EN 1993-1-8)

5.1 Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας επί των ζυγωμάτων

Για τον υπολογισμό της συγκεκριμένης κοχλίωσης έχει δημιουργηθεί υπολογιστικό φύλλο Excel, το οποίο παρατίθεται στο Παράρτημα Β, όπου κατόπιν δοκιμής διάφορων δυνατών λύσεων επιλέχθηκε η βέλτιστη. Εδώ παρουσιάζονται οι υπολογισμοί της επιλεγείσας λύσης.

Η συγκεκριμένη σύνδεση είναι τύπου άντυγας (Α) (βλ. πίνακα 5.3) και για την υλοποίησή της συγκολλάται με εσωραφή κομβοέλασμα πάχους 10mm, πάνω στο άνω πέλμα του ζυγώματος. Επί των διάφορων ελασμάτων γίνεται έπειτα η κοχλίωση με τα γωνιακά μέλη. Επιπλέον τοποθετείται κομβοέλασμα επίσης πάχους 10mm στη συμβολή των χιαστί συνδέσμων. Οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται είναι M20, 6.8 και οι αποστάσεις τους από τα άκρα των μελών και μεταξύ τους αντίστοιχα, είναι: $e = 40\text{mm}$, $p = 70\text{ mm}$. Η συνολική δύναμη που καλείται να μεταφέρει η κοχλίωση είναι: $F_{Ed} = 1.2 * 215.41 = 258.49\text{ kN}$

$$e_{\min} = 1.2 * d_0 = 1.2 * 22 = 26.4\text{ mm (για κανονικές οπές και κοχλίες M20} \rightarrow d_0 = 22\text{ mm)}$$

$$e_{\max} = 4*t + 40 = 4*10 + 40 = 80\text{ mm (} t = 10\text{mm – το λεπτότερο από τα συνδεόμενα μέλη)}$$

$$p_{\min} = 2.2 * d_0 = 2.2 * 22 = 48.4\text{ mm}$$

$$p_{\max} = \min(14*t, 200) = \min(14*10, 200) = 140\text{ mm}$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει: $e_{\min} < e < e_{\max}$ και $p_{\min} < p < p_{\max}$.

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$a_d = \min(1/3*e/d_0, 1/3*p/d_0 - 1/4) = 0.6061$$

$$k_1 = \min(2.8*e/d_0 - 1.7, 1.4*p/d_0 - 1.7, 2.5) = 2.5$$

$$a_b = \min(a_d, f_{ub} / f_u, 1) = \min(0.6061, 600/360, 1) = 0.6061 \text{ (για ποιότητα κοχλιών 6.8 είναι: } f_{ub} = 600\text{ MPa)}$$

Επιλέγεται να τοποθετηθούν 3 κοχλίες και η συνολική αντοχή τους σε σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$F_{b,Rd} = 3 * k_1 * a_b * f_u * d * t / \gamma_{M2} = 3 * 2.5 * 0.6061 * 36 * 2 * 1 / 1.25 = 261.84\text{ kN} > F_{Ed}$$

Αντοχή σε διάτμηση (1 επίπεδο διάτμησης)

Για ποιότητα κοχλιών 6.8 είναι: $a_v = 0.6$

$$\text{Για κοχλίες M20 (} d = 20\text{mm) είναι: } A = 3.14\text{ cm}^2$$

Η αντοχή των 3 κοχλιών σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = 3 * a_v * f_{ub} * A / \gamma_{M2} = 3 * 0.6 * 60 * 3.14 / 1.25 = 271.3 \text{ kN} > F_{Ed}$$

Παρατηρούμε επίσης ότι ισχύει: $F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$, συνεπώς η σύνδεση έχει σχεδιαστεί για όλκιμο τρόπο αστοχίας. Αυτό, στην περίπτωση μας, δεν είναι απαραίτητο, ωστόσο προέκυψε και είναι επιθυμητό.

Έλεγχος επάρκειας γωνιακού μέλους υπό εφελκυσμό

Η συγκεκριμένη σύνδεση απαιτεί τον έλεγχο του οριζόντιου συνδέσμου, ώστε να επαρκεί, παρά την απομείωση της αντοχής του.

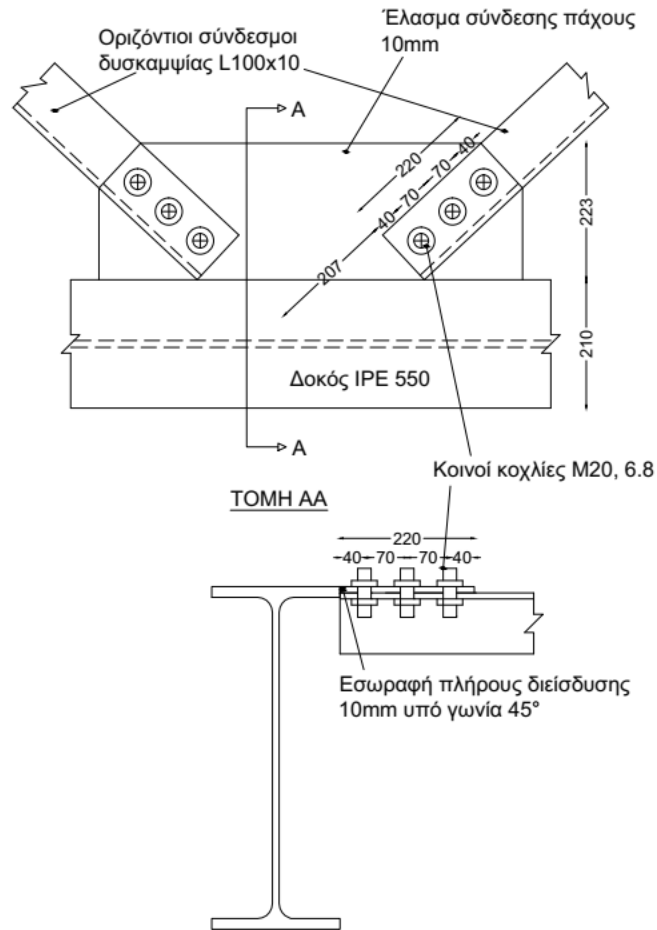
$$\text{Απομένουσα διατομή: } A_{net} = 19.2 - 2.2 * 1 = 17 \text{ cm}^2$$

Για τοποθέτηση 3 κοχλιών, συντηρητικά είναι: $\beta_3 = 0.5$

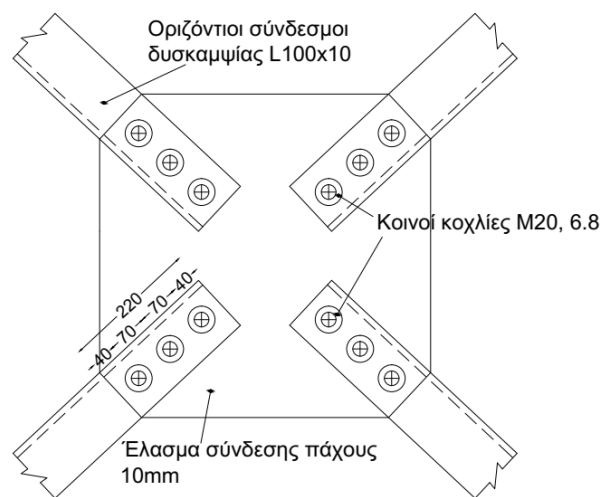
$N_{u,Rd} = \beta_3 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2} = 0.5 * 17 * 36 / 1.25 = 244.8 \text{ kN} > 215.41 \text{ kN}$, συνεπώς η διατομή L 100 x 10 επαρκεί.

Βήμα	p_1	$\leq 2,5 d_o$	$\geq 5,0 d_o$
2 κοχλίες	β_2	0,4	0,7
3 κοχλίες ή περισσότεροι	β_3	0,5	0,7

Πίνακας 5.1.1: Μειωτικοί συντελεστές β_2 , β_3 (Πηγή: EN 1993-1-8)



Σχήμα 5.1.1: Κάτοψη και τομή σύνδεσης οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας επί των ζυγωμάτων



Σχήμα 5.1.2: Κάτοψη αποκατάστασης συνέχειας οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας στο μέσο του ανοίγματος

5.2 Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας επί των υποστυλωμάτων

Για τον υπολογισμό της συγκεκριμένης κοχλίωσης έχει δημιουργηθεί υπολογιστικό φύλλο Excel, το οποίο παρατίθεται στο Παράρτημα Β, όπου κατόπιν δοκιμής διάφορων δυνατών λύσεων επιλέχθηκε η βέλτιστη. Εδώ παρουσιάζονται οι υπολογισμοί της επιλεγείσας λύσης.

Η συγκεκριμένη σύνδεση είναι τύπου άντυγας (Α) και για την υλοποίησή της συγκολλάται με εξωραφές σε 4 θέσεις έλασμα πάχους 13 mm επί του CHS 130 x 5, το οποίο έπειτα καταλήγει στους κόμβους και εκεί κοχλιώνεται πάνω σε κομβοελάσματα, που συγκολλώνται εκεί. Επιπλέον τοποθετείται κομβοέλασμα επίσης πάχους 13mm στη συμβολή των χιαστί συνδέσμων. Οι κοχλίες που χρησιμοποιούνται είναι M20, 6.8 και οι αποστάσεις τους από τα άκρα των μελών και μεταξύ τους αντίστοιχα, είναι: $e = 50\text{mm}$, $p = 65\text{ mm}$. Η συνολική δύναμη που καλείται να μεταφέρει η κοχλίωση είναι: $F_{Ed} = 1.2 * 319.73 = 383.68\text{ kN}$

Προκειμένου το έλασμα να μπορεί να μεφέρει την F_{Ed} , θα πρέπει: $A_{ελ} \geq 1.2 * A_{CHS130x5} \rightarrow$

$\rightarrow b \geq 1.2 * A_{CHS130x5} / t = 1.2 * 19.63 / 1.3 = 18.12\text{ cm}$. Επιλέγεται: $b = 19\text{ cm}$

$$e_{\min} = 1.2 * d_0 = 1.2 * 22 = 26.4\text{ mm (για κανονικές οπές και κοχλίες M20} \rightarrow d_0 = 22\text{ mm)}$$

$$e_{\max} = 4 * t + 40 = 4 * 13 + 40 = 92\text{ mm (} t = 13\text{mm} \text{ – το λεπτότερο από τα συνδεόμενα μέλη)}$$

$$p_{\min} = 2.2 * d_0 = 2.2 * 22 = 48.4\text{ mm}$$

$$p_{\max} = \min(14 * t, 200) = \min(14 * 13, 200) = 182\text{ mm}$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει: $e_{\min} < e < e_{\max}$ και $p_{\min} < p < p_{\max}$.

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$a_d = \min(1/3 * e / d_0, 1/3 * p / d_0 - 1/4) = 0.7348$$

$$k_1 = \min(2.8 * e / d_0 - 1.7, 1.4 * p / d_0 - 1.7, 2.5) = 2.4364$$

$$a_b = \min(a_d, f_{ub} / f_u, 1) = \min(0.7348, 600/360, 1) = 0.7348 \text{ (για ποιότητα κοχλιών 6.8 είναι: } f_{ub} = 600\text{ MPa)}$$

Επιλέγεται να τοποθετηθούν 3 κοχλίες και η συνολική αντοχή τους σε σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$F_{b,Rd} = 3 * k_1 * a_b * f_u * d * t / \gamma_{M2} = 3 * 2.4364 * 0.7348 * 36 * 2 * 1.3 / 1.25 = 402.19 \text{ kN} > F_{Ed}$$

Αντοχή σε διάτμηση (2 επίπεδα διάτμησης)

Για ποιότητα κοχλιών 6.8 είναι: $a_v = 0.6$

Για κοχλίες M20 ($d = 20\text{mm}$) είναι: $A_s = 2.45 \text{ cm}^2$

Η αντοχή των 3 κοχλιών σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = 2 * 3 * a_v * f_{ub} * A / \gamma_{M2} = 2 * 3 * 0.6 * 60 * 2.45 / 1.25 = 423.36 \text{ kN} > F_{Ed}$$

Παρατηρούμε επίσης ότι ισχύει: $F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$, συνεπώς η σύνδεση έχει σχεδιαστεί για όλκιμο τρόπο αστοχίας.

Έλεγχος εξωραφών

Η προς ανάληψη εφελκυστική δύναμη $F_{Ed} = 383.68 \text{ kN}$, για τη μεταφορά της από το CHS 130 x 5 στο συγκολλούμενο έλασμα, θα πρέπει να μπορεί να αναληφθεί από τις εξωραφές που θα γίνουν σε 4 θέσεις. Για το πάχος των εξωραφών, έχουμε:

$a_{\min} = 3 \text{ mm}$, σύμφωνα με την §4.5.2 του EN 1993-1-8

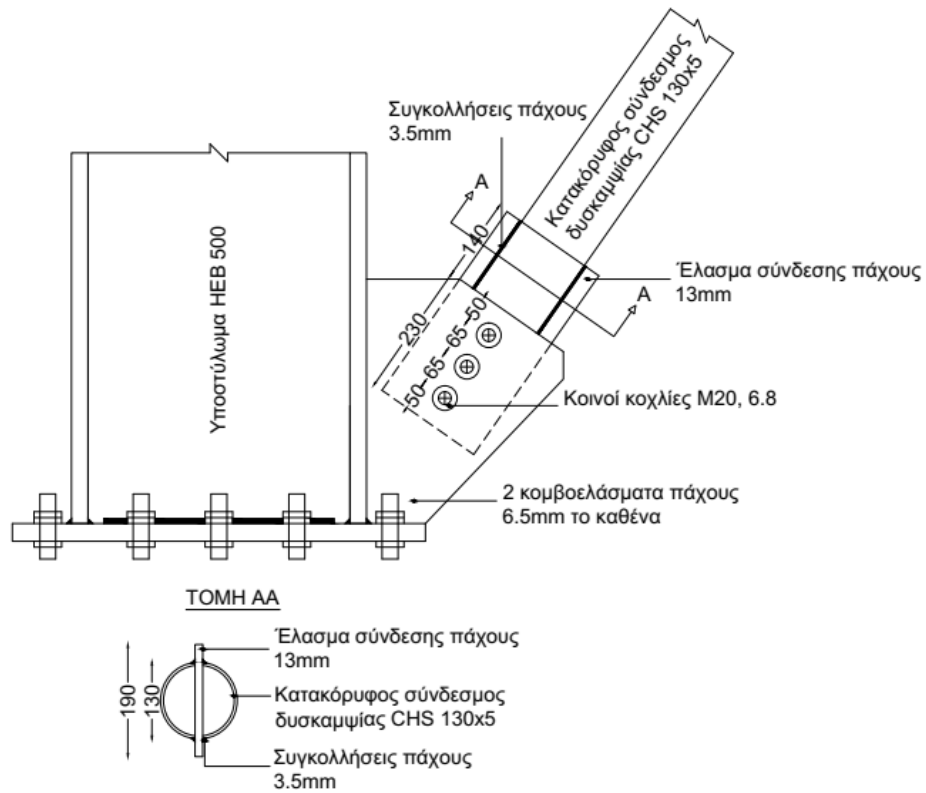
$a_{\max} = 0.7 * t = 0.7 * 5 = 3.5 \text{ mm}$ (συνιστώμενο όριο) → Επιλέγουμε: $a = 3.5 \text{ mm}$

$$f_{vw,d} = (f_u / \sqrt{3}) / (\beta_w * \gamma_{M2}) = (36 / \sqrt{3}) / (0.8 * 1.25) = 20.78 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

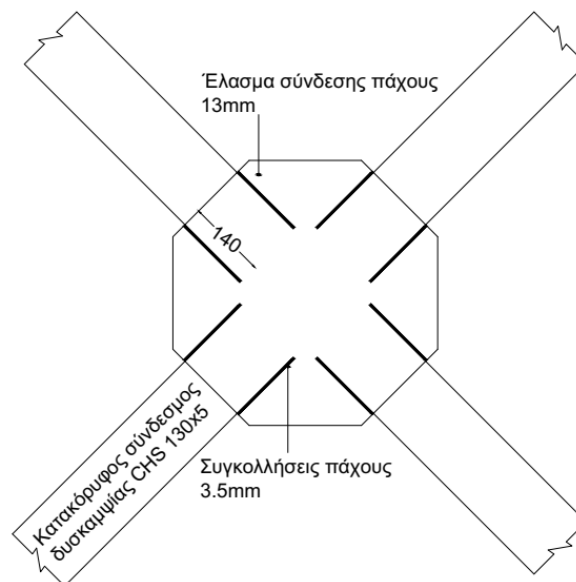
Έστω “l” το μήκος των 4 εξωραφών. Τότε θα πρέπει να ισχύει: $4 * f_{vw,d} * a * l \geq F_{Ed}$, άρα:

$$l \geq F_{Ed} / (4 * f_{vw,d} * a) = 383.68 / (4 * 20.78 * 0.35) = 13.19 \text{ cm}. \text{ Επιλέγεται: } l = 14 \text{ cm}$$

Σύμφωνα με την §4.5.1 του EN 1993-1-8, προκειμένου μια εξωραφή να μπορεί να θεωρηθεί φέρουσα θα πρέπει: $l_{\min} = \max(30, 6 * a) = \max(30, 6 * 3.5) = 30\text{mm} \text{ ή } 3\text{cm} < l = 14\text{cm}$



Σχήμα 5.2.1: Όψη και τομή σύνδεσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στη βάση των υποστυλωμάτων



Σχήμα 5.2.2: Όψη αποκατάστασης συνέχειας κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στο μέσο του ανοίγματος

5.3 Σύνδεση δοκών ζυγωμάτων επί των υποστυλωμάτων

Για τον υπολογισμό της συγκεκριμένης σύνδεσης, επιλέγεται η χρήση λογισμικού υπολογισμού συνδέσεων, ώστε να αποφευχθεί η παράθεση όλων των εκτενών τύπων και υπολογισμών που προβλέπει ο EN 1993-1-8. Το λογισμικό που χρησιμοποιείται είναι το PowerConnect της BuildSoft, όπου επιδιώκεται ο κατά το δυνατόν βέλτιστος σχεδιασμός του κόμβου, με μεγιστοποίηση του υπολογιζόμενου συντελεστή αξιοποίησης. Όλοι οι τοποθετούμενοι κοχλίες είναι M20, 6.8. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του λογισμικού και τα αντίστοιχα σχήματα με τις λεπτομέρειες της σύνδεσης.

Summary

Right-hand connection

Moment

Maximum positive moment (MRd+) = 591.5 kNm >= Applied moment (MEd) = 508.6 kNm

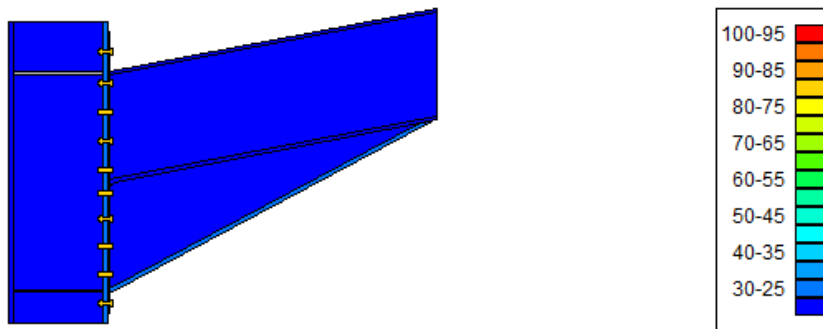
Most critical combination : - Combination1 -

Max positive moment allowed by welds = 744.7 kNm >= Applied moment (MEd) = 508.6 kNm

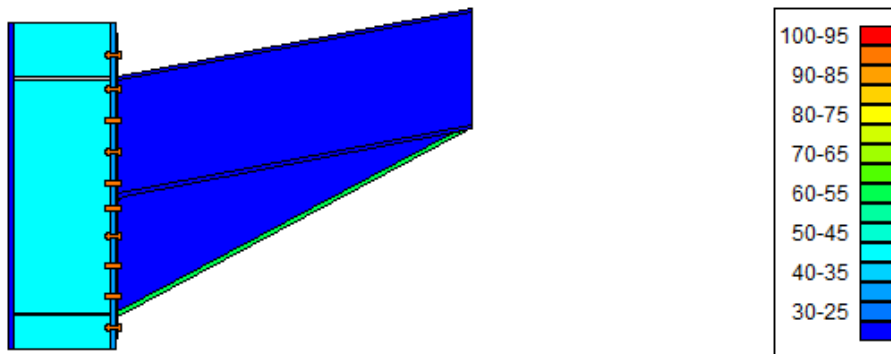
Most critical combination : - Combination1 -

Graph with work level for all combinations

Graph with applied moment (MEd)



Graph with moment resistance (MRd)



Normal force

Maximum tension in the beam (TRd) = 1130.9 kN >= Applied tensile force (TEd) = 0 kN

Maximum compression in beam (CRd) = 3474.5 kN >= Applied compression force (CEd) = 197.3 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Moment combined with normal force

MEd	MRd	NEd	NRd
508.6	591.5	197.3	3474.5

$\frac{MEd}{MRd}$	+	$\frac{NEd}{NRd}$	< 1
0.92			V

Shear

Maximum shear force (VRd) = 785.8 kN >= Applied shear force (VEd) = 258.7 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Maximum shear allowed in the column web = 1127 kN >= Applied shear in the column web = 345.2 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Stiffness

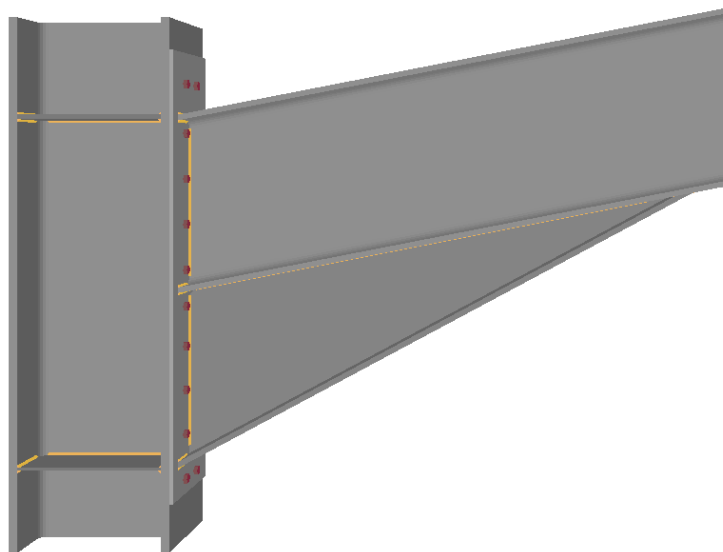
For a positive moment

Sjini = 338481 kNm/Rad

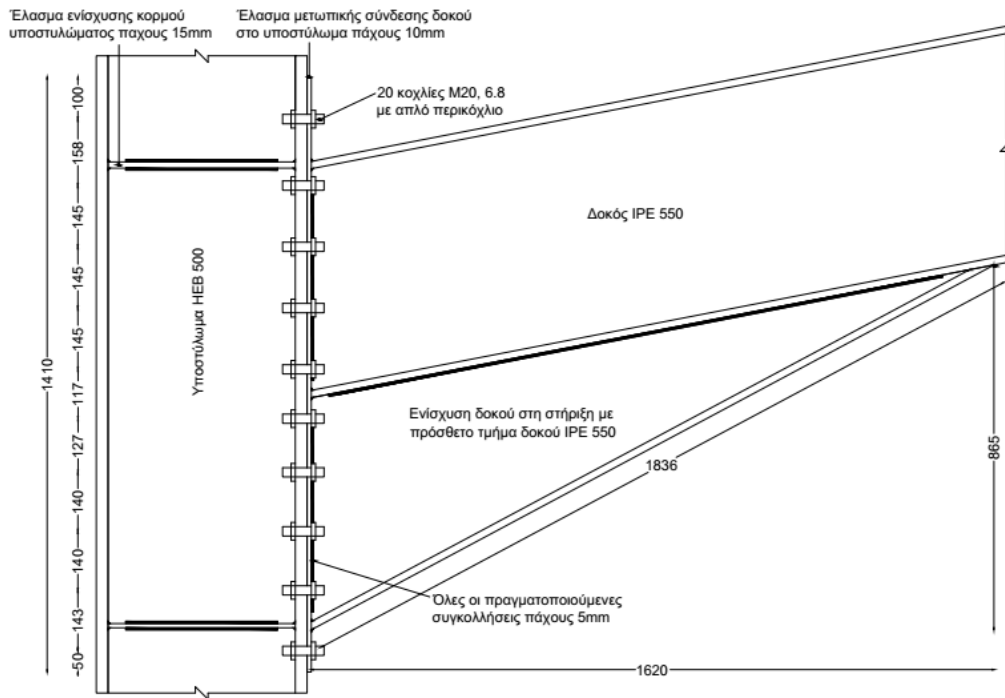
Sj = 169241 kNm/Rad

The connection is Semi-Rigid.

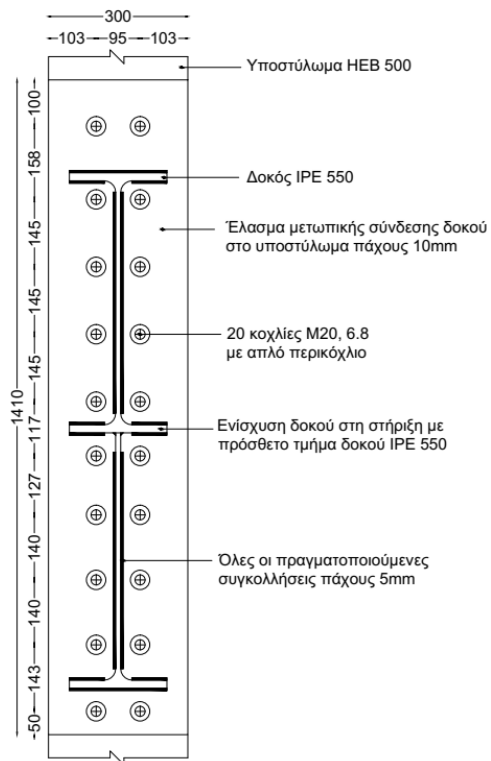
Most critical combination : - Combination1 -



Σχήμα 5.3.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης δοκών - υποστρωμάτων



Σχήμα 5.3.2: Όψη της σύνδεσης δοκών - υποστυλωμάτων



Σχήμα 5.3.3: Τομή της σύνδεσης δοκών - υποστυλωμάτων

5.4 Αποκατάσταση συνέχειας στον κορφιά

Όπως και πριν, έτσι και για την συγκεκριμένη σύνδεση επιλέγεται η χρήση του λογισμικού PowerConnect της BuildSoft, όπου επιδιώκεται ο κατά το δυνατόν βέλτιστος σχεδιασμός του κόμβου, με μεγιστοποίηση του υπολογιζόμενου συντελεστή αξιοποίησης. Όλοι οι τοποθετούμενοι κοχλίες είναι M22, 6.8. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του λογισμικού και τα αντίστοιχα σχήματα με τις λεπτομέρειες της σύνδεσης.

Summary

Left-hand connection

Moment

Maximum positive moment (MRd+) = 280.7 kNm >= Applied moment (MEd) = 259.9 kNm

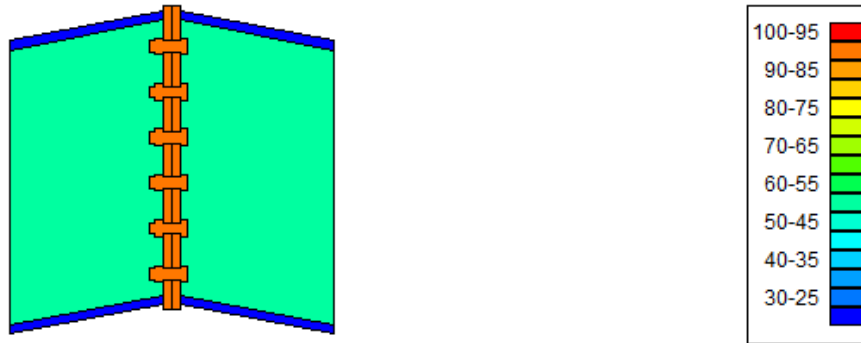
Most critical combination : - Combination1 -

Max positive moment allowed by welds = 299.2 kNm >= Applied moment (MEd) = 259.9 kNm

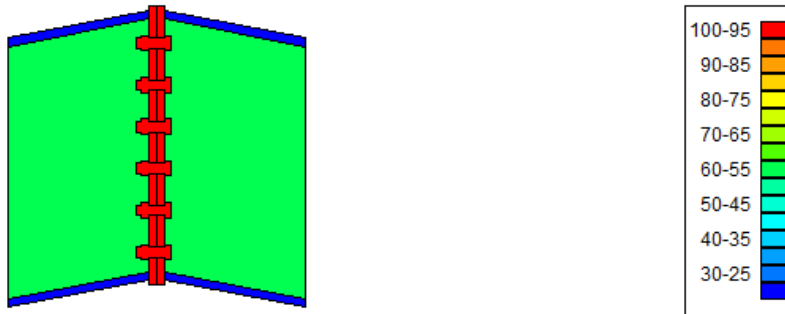
Most critical combination : - Combination1 -

Graph with work level for all combinations

Graph with applied moment (MEd)



Graph with moment resistance (MRd)



Normal force

Maximum tension in the beam (TRd) = 1192.4 kN >= Applied tensile force (TEd) = 0 kN

Maximum compression in beam (CRd) = 2413.5 kN >= Applied compression force (CED) = 105.1 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Moment combined with normal force

MEd	MRd	NEd	NRd
259.9	280.7	105.1	2413.5

$\frac{MEd}{MRd}$	+	$\frac{NEd}{NRd}$	< 1
0.97			V

Shear

Maximum shear force (VRd) = 553 kN >= Applied shear force (VEd) = 4.4 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Stiffness

For a positive moment

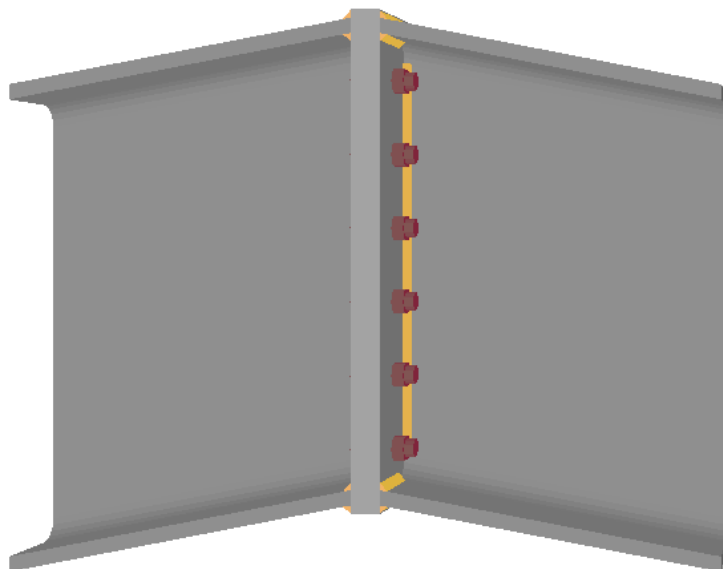
Sjini = 687661 kNm/Rad

Sj = 229220 kNm/Rad

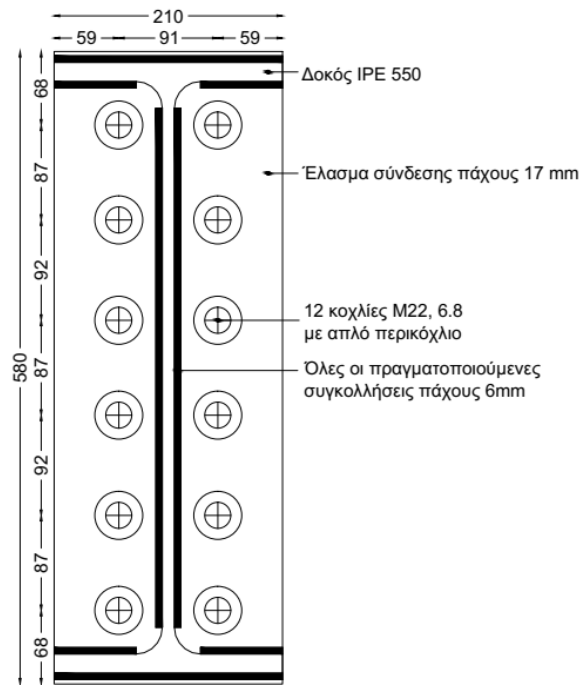
The connection is Rigid.

Most critical combination : - Combination1 -

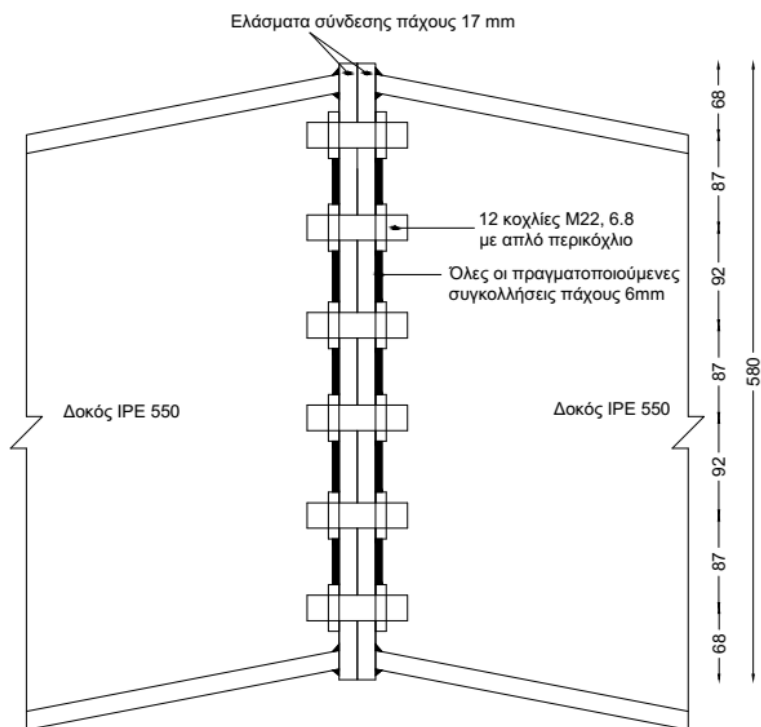
Τα ίδια ισχύουν και για την “Right hand connection”, καθώς τα εντακτικά μεγέθη είναι περίπου ίδια.



Σχήμα 5.4.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση της αποκατάστασης συνέχειας των ζυγωμάτων



Σχήμα 5.4.2: Τομή της αποκατάστασης συνέχειας των ζυγωμάτων



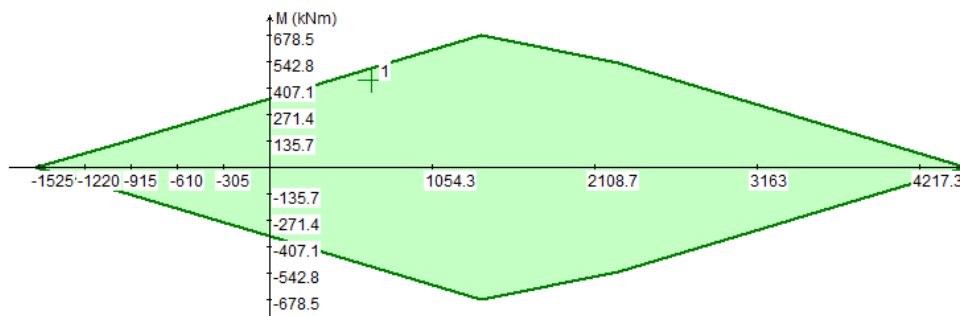
Σχήμα 5.4.3: Όψη της αποκατάστασης συνέχειας των ζυγωμάτων

5.5 Έδραση υποστυλωμάτων επί των θεμελίων

Όπως και πριν, έτσι και για την συγκεκριμένη σύνδεση επιλέγεται η χρήση του λογισμικού PowerConnect της BuildSoft, όπου επιδιώκεται ο κατά το δυνατόν βέλτιστος σχεδιασμός της σύνδεσης, ώστε ο φορτικός συνδυασμός να είναι όσο το δυνατόν πιο κοντά στο όριο του διαγράμματος αλληλεπίδρασης αντοχής της καμπτικής ροπής και της αξονικής δύναμης. Όλα τα τοποθετούμενα αγκύρια είναι M24, S500. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του λογισμικού και τα αντίστοιχα σχήματα με τις λεπτομέρειες της σύνδεσης.

Summary

Moment and normal force



Combination list

V 1) Combination 1

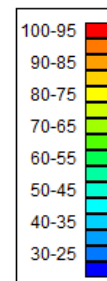
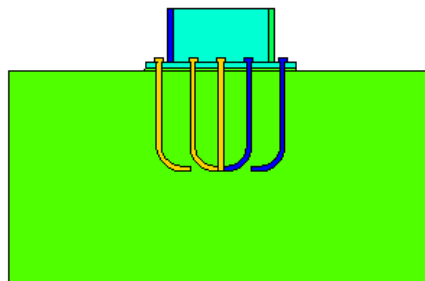
Moment in welds

Max positive moment allowed by welds = 510.9 kNm >= Applied moment (MEd) = 445.3 kNm

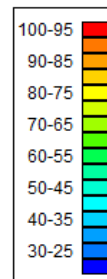
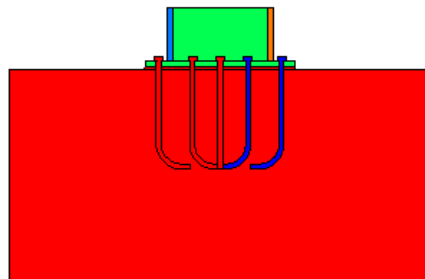
Most critical combination : - Combination 1 -

Graph with work level for all combinations

Graph with applied moment (MEd)



Graph with moment resistance (MRd)



Shear

Maximum shear force (V_{Rd}) = 456.3 kN \geq Applied shear force (V_{Ed}) = 80.9 kN

Most critical combination : - Combination 1 -

Stiffness

For a positive moment

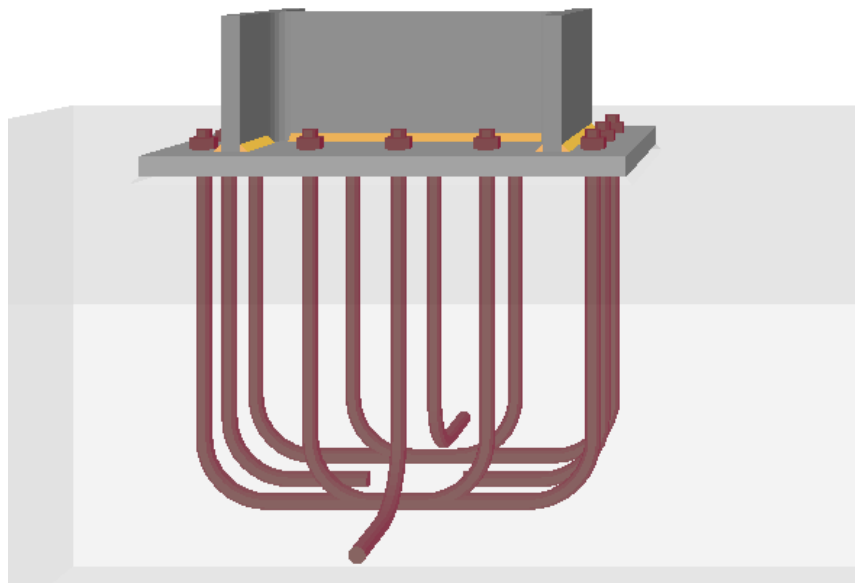
S_{jini} = 57878 kNm/Rad

S_j = 19293 kNm/Rad

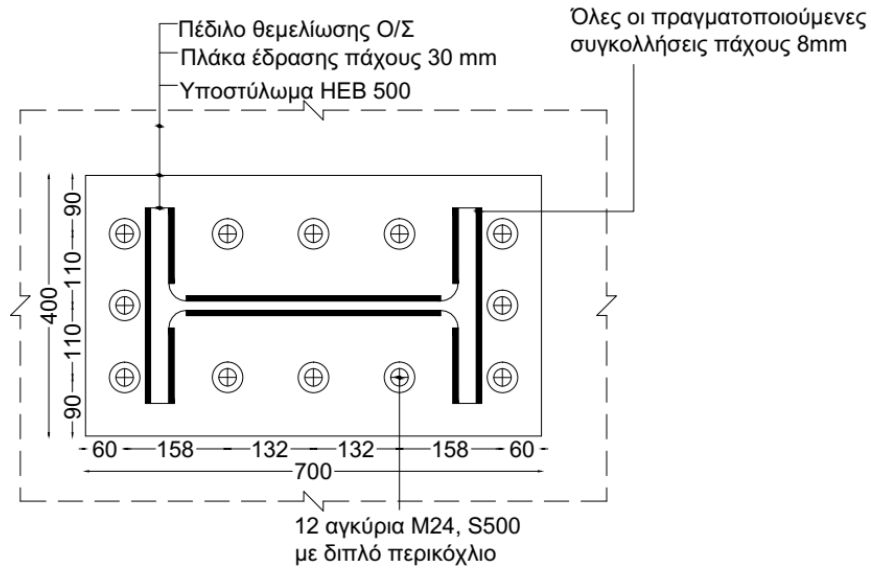
The connection is Semi-Rigid.

Most critical combination : - Combination 1 -

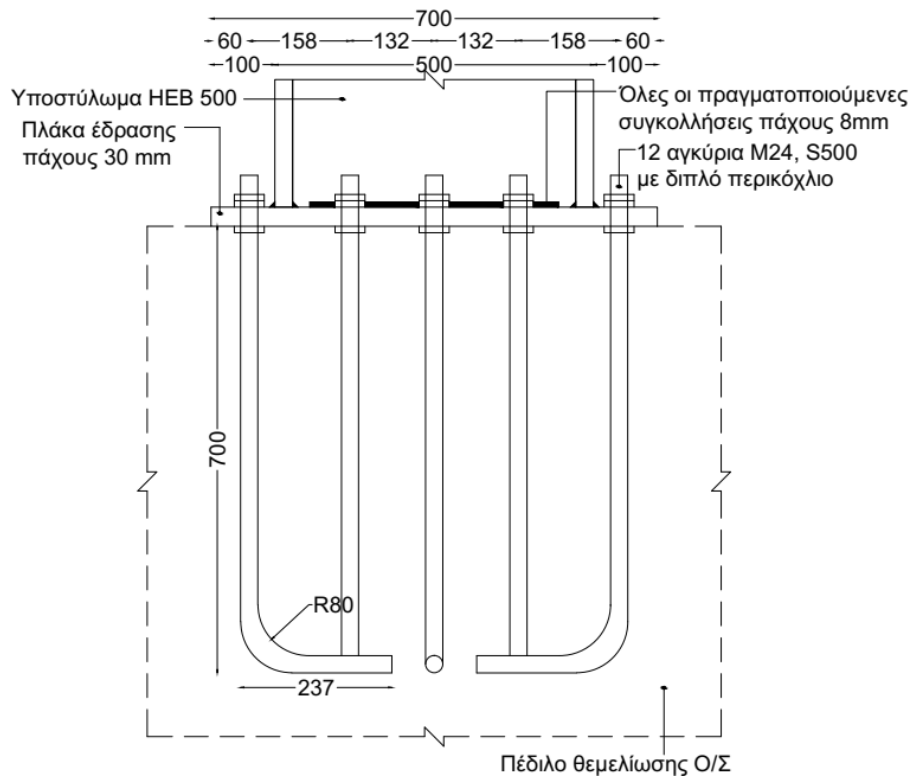
Στο παράρτημα Β παρουσιάζονται και οι υπολογισμοί που γίνονται σε υπολογιστικό φύλλο Excel και αφορούν τη διαστασιολόγηση του πεδίου Ο/Σ, με κριτήριο τον περιορισμό των εδαφικών τάσεων σε τιμές μικρότερες των 200 kPa, ελέγχοντας επίσης ώστε η εκκεντρότητα της φόρτισης να είναι όσο το δυνατόν μικρότερη. Επιλέγονται, τελικά, τετραγωνικά θεμέλια με διαστάσεις κάτοψης 2 m x 2 m και ύψος 1 m.



Σχήμα 5.5.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση της θεμελίωσης υποστυλωμάτων



Σχήμα 5.5.2: Κάτοψη της θεμελίωσης υποστυλωμάτων



Σχήμα 5.5.3: Τομή της θεμελίωσης υποστυλωμάτων

5.6 Σύνδεση βραχέων προβόλων επί των υποστυλωμάτων

Και για την συγκεκριμένη σύνδεση επιλέγεται η χρήση του λογισμικού PowerConnect της BuildSoft, όπου επιδιώκεται ο κατά το δυνατόν βέλτιστος σχεδιασμός της σύνδεσης, με μεγιστοποίηση του υπολογιζόμενου συντελεστή αξιοποίησης. Η σύνδεση γίνεται μόνο με συγκολλήσεις πάχους 4mm. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του λογισμικού και τα αντίστοιχα σχήματα με τις λεπτομέρειες της σύνδεσης.

Summary

Right-hand connection

Moment

Maximum positive moment (MRd+) = 113.1 kNm >= Applied moment (MEd) = 33.8 kNm

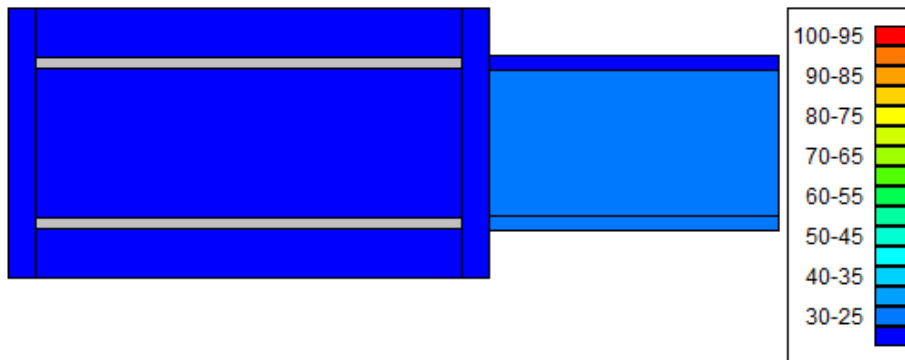
Most critical combination : - Combination1 -

Max positive moment allowed by welds = 54.3 kNm >= Applied moment (MEd) = 33.8 kNm

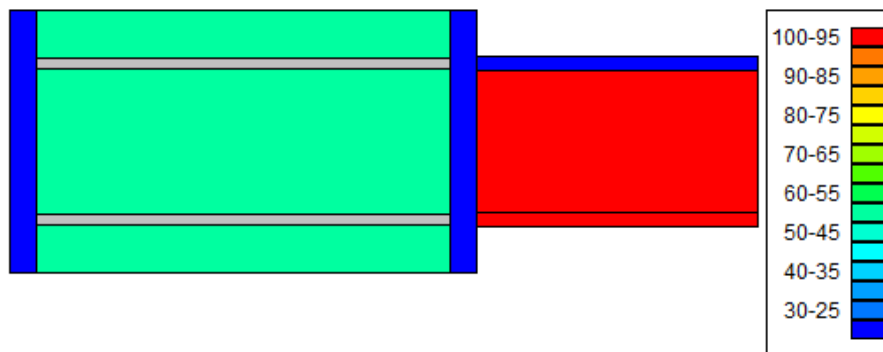
Most critical combination : - Combination1 -

Graph with work level for all combinations

Graph with applied moment (MEd)



Graph with moment resistance (MRd)



Normal force

Maximum tension in the beam (TRd) = 903.2 kN >= Applied tensile force (TEd) = 0 kN

Maximum compression in beam (CRd) = 1363.2 kN >= Applied compression force (CEd) = 17.8 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Moment combined with normal force

Combination name	MEd	MRd
Combination1	33.8	54.3

NEd	NRd	$\frac{MEd}{MRd}$	+	$\frac{NEd}{NRd}$	< 1
		0.64			
17.8	1363.2	0.64		V	

Shear

Maximum shear force (VRd) = 202.9 kN >= Applied shear force (VSd) = 84.7 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Maximum shear allowed in the column web = 1283.6 kN >= Applied shear in the column web = 194.9 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Stiffness

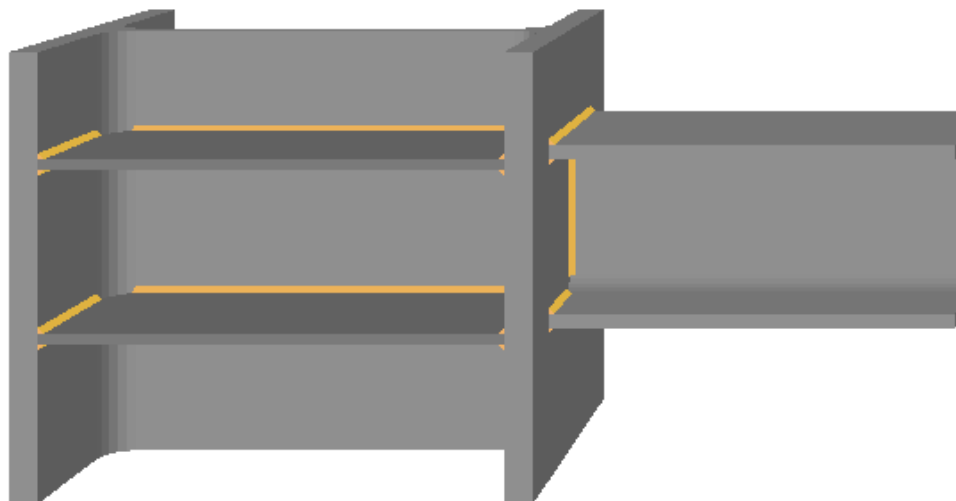
For a positive moment

Sjini = 118994 kNm/Rad

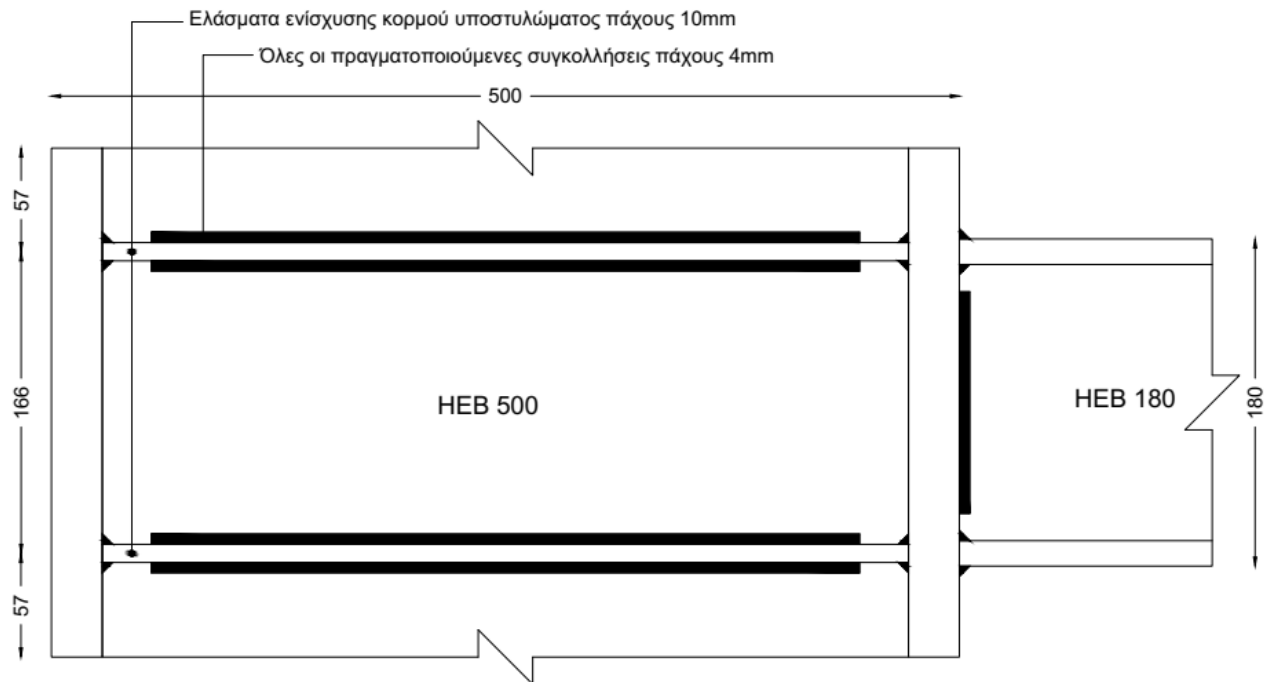
Sj = 59497 kNm/Rad

The connection is Rigid.

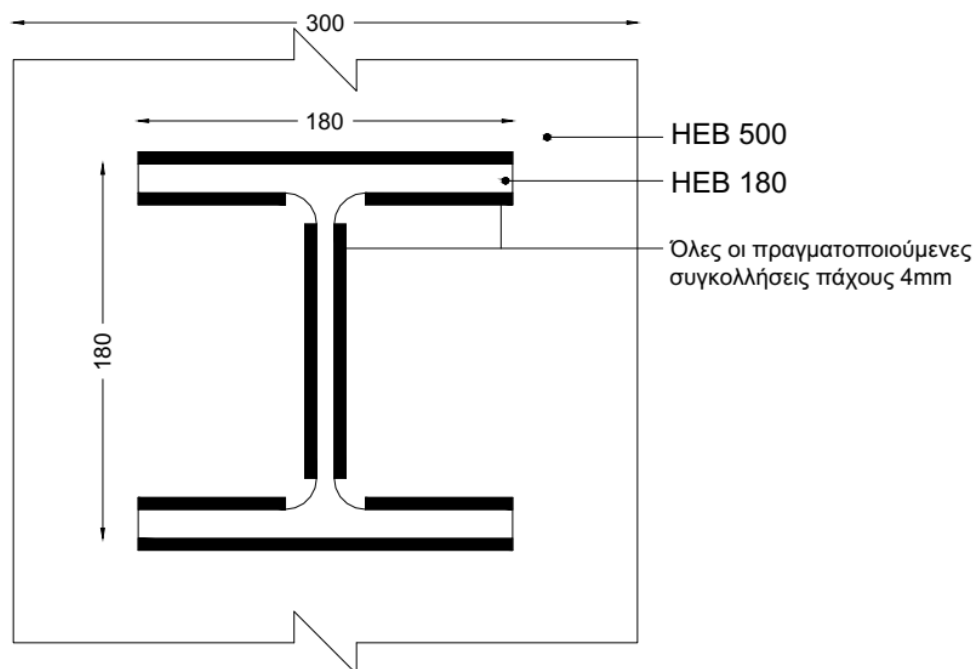
Most critical combination : - Combination1 -



Σχήμα 5.6.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης βραχέων προβόλων επί των υποστυλωμάτων



Σχήμα 5.6.2: Όψη της σύνδεσης βραχέων προβόλων επί των υποστυλωμάτων



Σχήμα 5.6.3: Τομή της σύνδεσης βραχέων προβόλων επί των υποστυλωμάτων

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ❖ EN 1990 - Basis of structural design
- ❖ EN 1991-1-1-2002 General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- ❖ EN 1991-1-3-2003 General actions - Snow loads
- ❖ EN 1991-1-4-2005 General actions - Wind actions
- ❖ EN 1991-3-2006 Actions induced by cranes and machinery
- ❖ EN 1993-1-1-2005 General rules and rules for buildings
- ❖ EN 1993-1-8-2005 Design of joints
- ❖ EN 1993-1-9-2005 Fatigue
- ❖ EN 1993-6-2007 Crane supporting structures
- ❖ EN 1998-1-2004 - General rules, seismic actions and rules for buildings
- ❖ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ - Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων, Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης
- ❖ ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 – ΤΟΜΟΣ ΙΙ, Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης
- ❖ ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – Ανάλυση και διαστασιολόγηση, Ιωάννης Κ. Βάγιας
- ❖ ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ – Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8, Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος
- ❖ Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου μεγάλων ανοιγμάτων, Γεώργιος Ν. Αντωνακόπουλος

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α











ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΔΕΔΟΜΕΝΑ						
fu(MPa)	fyb(Mpa)	fub(Mpa)	d(mm)	do(mm)	As(mm2)	γM2
360	480		600	20	314.16	1.25
e(mm)	p(mm)	tmin(mm)	Fed(kN)			
40	70		10	258.49		

mine(mm)	maxe(mm)	minp(mm)	maxp(mm)
26.4	80	48.4	140

Αντοχή σε σύνθλιψη άντρας

ad = 0.6061

k1 = 2.5000

ab = 0.6061

Αντοχή ενός κοχλία = 87272.727 N ή 87.27273 kN

Επιλέγουμε 3 και συνολικά Fb,RD= 261.8182 kN

Αντοχή σε διάτμηση

av = 0.6

Επίπεδα διάτμησης = 1

Αντοχή ενός κοχλία = 90478.08 N ή 90.48 kN

Επιλέγουμε 3 και συνολικά Fv,RD= 271.43 kN

ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΦΥΛΛΟ ΤΗΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ ΤΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ							
fu(MPa)	fyb(Mpa)	fub(Mpa)	d(mm)	do(mm)	As(mm2)	γM2	
360	480		600	20	22	245	1.25
e(mm)	p(mm)	tmin(mm)	Fed(kN)				
50	65		13	383.676			

mine(mm)	maxe(mm)	minp(mm)	maxp(mm)
26.4	92	48.4	182

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας

$$\alpha d = 0.7348$$

$$k_1 = 2.4364$$

$$ab = 0.7348$$

$$\text{Αντοχή ενός κοχλίου} = 134062.02 \text{ N} \quad \text{ή} \quad 134.062 \text{ kN}$$

Επιλέγουμε	3	και συνολικά Fb,RD=	402.186 kN
------------	---	------------------------	------------

Αντοχή σε διάτμηση

$$a_v = 0.6$$

$$\text{Επίπεδα διάτμησης} = 2$$

$$\text{Αντοχή ενός κοχλίου} = 141120 \text{ N} \quad \text{ή} \quad 141.12 \text{ kN}$$

Επιλέγουμε	3	και συνολικά Fv,RD=	423.36 kN
------------	---	------------------------	-----------

ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΦΥΛΛΟ ΤΗΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

L(m)	B(m)	H(m)	γ _{OS} (kN/m ³)	N(kN)	V(kN)	M(kNm)	σεπ (kPa)
2	2	1	25	466.054	5.832	53.1822	200

α ₁ υπ (m)	α ₂ υπ (m)	υπ (m)	βυπ (m)	c(m)
1	1	0.3	0.3	0.05

ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΣΤΟ ΕΛΑΦΟΣ

		$\frac{0 \leq e \leq L/6$	1
N _{θεμ} (kN)			
=	100	σ _{max} =	185.77
N _{tot} (kN) =	566.054	σ _{min} =	97.25
σμεση (kPa)			
=	141.5135		
M _{tot} (kNm)		$\frac{L/6 \leq e \leq L/2$	0
=	625.0682		
a(m) =	1.10	L'(m) =	2.69
e(m) =	0.10	σ _{max} =	210.65
e/L =	0.05	σ _{min} =	0

ΟΠΛΙΣΗ ΘΕΜΕΛΙΟΥ

• (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης:

Γ1) Έλεγχος σε κάμψη

Για τον προσδιορισμό του ω βάσει του μ_{sd} και την εκτίμηση των απαιτούμενων ράβδων οπλισμού βάσει του A_s χρησιμοποιούνται οι πίνακες.

μ _{sds}	ω	ξ = $\frac{x}{d}$	ζ = $\frac{z}{d}$	ε _c [‰]	ε _s [‰]
0.01	0.0101	0.036	0.987	-0.75	20.00
0.02	0.0204	0.053	0.981	-1.12	20.00
0.03	0.0307	0.067	0.976	-1.43	20.00
0.04	0.0412	0.079	0.971	-1.72	20.00
0.05	0.0518	0.091	0.966	-2.01	20.00
0.06	0.0625	0.103	0.960	-2.31	20.00
0.07	0.0733	0.116	0.954	-2.62	20.00
0.08	0.0844	0.128	0.948	-2.94	20.00
0.09	0.0955	0.141	0.942	-3.28	20.00
0.10	0.1069	0.155	0.935	-3.50	19.03
0.11	0.1185	0.172	0.928	-3.50	16.83
0.12	0.1303	0.189	0.921	-3.50	14.99
0.13	0.1422	0.207	0.914	-3.50	13.43
0.14	0.1544	0.224	0.907	-3.50	12.10
0.15	0.1668	0.242	0.899	-3.50	10.94

Γραμμική παρεμβολή για μ_{sd1} < μ_{sd} < μ_{sd2}

μ _{sd1}	ω ₁
μ _{sd2}	ω ₂

$$\omega = \omega_1 + (\omega_2 - \omega_1) \frac{\mu_{sd} - \mu_{sd,1}}{\mu_{sd,2} - \mu_{sd,1}}$$

0.16	0.1795	0.261	0.892	-3.50	9.92
0.17	0.1924	0.280	0.884	-3.50	9.02
0.18	0.2055	0.299	0.876	-3.50	8.22
0.19	0.2190	0.318	0.868	-3.50	7.50
0.20	0.2327	0.338	0.859	-3.50	6.85
0.21	0.2468	0.359	0.851	-3.50	6.26
0.22	0.2613	0.380	0.842	-3.50	5.72
0.23	0.2761	0.401	0.833	-3.50	5.22
0.24	0.2913	0.423	0.824	-3.50	4.77